



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



Trabalho de Conclusão de Curso

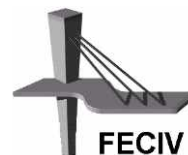
SOLUÇÕES PARA PAVIMENTOS INDUSTRIAIS COM ÊNFASE EM CONCRETO PROTENDIDO.

Gabriel Machado Couto

Uberlândia, novembro de 2017.



UNIVERSIDADE FEDERAL DE
UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



Gabriel Machado Couto

SOLUÇÕES PARA PAVIMENTOS INDUSTRIAIS COM ÊNFASE EM CONCRETO PROTENDIDO.

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Universidade Federal de Uberlândia como parte
dos requisitos exigidos para a conclusão do curso
de Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Arquimedes Diógenes Ciloni

Uberlândia, MG

Novembro, 2017.

Resumo

Os processos da indústria da engenharia civil estão em constante evolução, as técnicas são atualizadas, novos produtos são lançados e diante de uma infinidade de opções, cabe ao engenheiro saber pesar as vantagens e desvantagens quanto ao custo, prazo, qualidade e facilidade de execução de cada uma e escolher a mais eficiente para realizar o projeto em questão.

Diante do avanço das técnicas da construção civil e crescimento do número de indústrias no país dentre inúmeros desafios colocados percebeu-se a necessidade de estudar e descrever as possíveis soluções para pavimentos industriais. Este trabalho, portanto, buscou apresentar as possíveis soluções para pavimentos industriais e apresentar mais detalhadamente a solução em concreto protendido. Para tornar mais abrangente e representativo o estudo, foi realizado o dimensionamento do pavimento de um galpão em concreto protendido e em concreto armado e ao fim os custos foram comparados.

O concreto protendido se destaca pela boa qualidade que apresenta o pavimento de laje protendida que reduz a necessidade da utilização de juntas, os gastos com manutenção do pavimento e o risco de surgimento de patologias. Além disso, o concreto protendido ainda apresentou menores custos.

Palavras-chave: Piso industrial, Concreto protendido, Técnicas de construção civil.

Sumário

1 Introdução	8
2 Pisos industriais	8
2.1 Componentes do pavimento	10
2.1.1 Subleito	11
2.1.2 Sub-base	12
2.1.3 Barreira de vapor.....	16
2.1.4 Placa de concreto	17
3 Dimensionamento	32
3.1 – Dados das cargas atuantes no piso a ser dimensionado	33
3.2 Dados geométricos.....	36
3.3 Dados do concreto	37
3.4 Dados do aço de protensão.....	41
3.5 Dados relativos à sub-base	43
3.6 Dados físicos da natureza térmica	45
3.7 Cálculo da tensão de protensão inicial (σ_{pi}).....	45
3.8 Área de aço de protensão por metro de largura (A_p)	45
3.9 Força inicial de protensão na extremidade da cordoalha (P_i).....	46
3.10 Considerações de cálculo	46
3.11 Situação no meio da placa	46
3.11.1 Perdas por atrito entre o cabo de protensão e a bainha	46
3.11.2 Determinação do ponto de repouso (x_r).....	47

3.11.3 Perda devido à acomodação da ancoragem	48
3.11.4 Considerações sobre as perdas por atrito e devido à acomodação da ancoragem	49
3.11.5 – Perdas pelo encurtamento imediato do concreto.....	50
3.11.6 – Força de protensão no meio da placa, no instante t_0	51
3.11.7 Tensão no aço no meio da placa no instante t_0	52
3.11.8 Tensão no concreto no nível do cabo no instante t_0	52
3.11.9 Verificação do concreto no ato da protensão.....	52
3.11.10 Perdas progressivas de protensão	53
3.11.11 Tensão de protensão no aço em t^∞	55
3.11.12 Força de protensão em t^∞	56
3.11.13 Tensão no concreto no nível da armadura em t^∞	57
3.11.14 Cálculo do alongamento do cabo (ΔL).....	57
3.12 Situação no ponto de repouso (x_r)	57
3.12.1 Perdas por atrito entre o cabo de protensão e a bainha	58
3.12.2 – Perdas pelo encurtamento imediato do concreto.....	58
3.12.3 – Força de protensão no meio da placa, no instante t_0	59
3.12.4 Tensão no aço no meio da placa no instante t_0	59
3.12.5 Tensão no concreto no nível do cabo no instante t_0	59
3.12.6 Verificação do concreto no ato da protensão.....	59
3.12.7 Perdas progressivas de protensão.....	60
3.12.8 Tensão de protensão no aço (ponto de repouso) em t^∞	62
3.12.9 Força de protensão em t^∞	62

3.12.10 Tensão no concreto no nível da armadura em t_{∞}	62
3.13 Cálculo da perda por atrito com a sub-base	62
3.14 Momento de fissuração	63
3.14.1 Dados referentes à seção transversal	63
3.14.2 Dados a respeito das deformações – protensão aderente	64
3.14.3 Dados a respeito das tensões – protensão aderente	65
3.14.4 Dados a respeito das resultantes das tensões – protensão aderente	66
3.14.5 Equilíbrio de forças – protensão aderente	67
3.14.6 Equilíbrio de momento em relação ao centro da seção de concreto – protensão aderente	69
3.14.7 Cálculo do momento de fissuração – protensão aderente	69
3.14.8 Cálculo do momento de fissuração – protensão não aderente	71
3.15 Cálculo das ações	72
3.15.1 Esforço devido as cargas móveis	72
3.15.2 Esforços devido as cargas distribuídas	74
3.15.3 Esforços devido as cargas de montante	76
3.15.4 Esforços devido ao gradiente térmico na placa	77
3.16 Fissuração	78
3.17 Segurança contra a fadiga	78
3.18 Verificação do estado limite último	80
3.19 Resultado para o pavimento protendido	83
3.20 Dimensionamento para pavimento de concreto armado	83

3.21 Orçamento	88
4 Conclusão	90
Referências bibliográficas.....	91
Anexos	96
Anexo A – Tabelas de Pitta (1998) para diversas sub-bases	96
Apêndice B – Momento de fissuração (Protensão aderente)	99
Apêndice C – Momento de Fissuração (Protensão não aderente).....	101
Anexo D – Tabela de <i>kc</i> e <i>ks</i>	103

1 Introdução

A necessidade industrial de garantir elevados índices de produtividade e reduzir custos para manutenção impôs uma revolução na maneira de projetar e executar pisos industriais. As superfícies devem ser resistentes, produzidas de forma econômica, o piso deve ser extremamente plano, com elevada resistência à abrasão, seguros e capazes de suportar condições cada vez mais severas de impacto e esforço (BALIEIRO, 2015).

Com a evolução das maneiras de executar e projetar pisos, cabe ao engenheiro escolher a melhor solução com base na necessidade do cliente. O uso da edificação, a disponibilidade de materiais e de mão de obra, tempo para execução e o custo final são informações que possibilitam ao engenheiro escolher o método construtivo.

Neste trabalho as possíveis soluções são apresentadas associadas com os seus prós e contras, de forma a possibilitar ao engenheiro observar o cenário da obra e escolher a melhor solução para suprir as necessidades da edificação.

O concreto protendido é estudado mais a fundo por ser considerado uma solução eficiente para obras de maior porte, como grandes indústrias e centros de distribuição que demandam de maior tecnologia empregada e técnicas mais complexas para execução.

2 Pisos industriais

A incorporação de novas tecnologias pela indústria, como empilhadeiras de grande capacidade de carga (Figura 1), e o melhor aproveitamento do espaço da indústria com armazenagem em alturas de até 15 metros (Figura 2), tornam necessário que o piso tenha grande capacidade resistente e superfícies lisas e, portanto, evolua junto com a indústria.

Figura 1 - Empilhadeiras industriais



Fonte: Cristelli (2010)

Figura 2 – Armazenamentos com elevada altura



Fonte: Cristelli (2010)

Com a apresentação de algumas solicitações que o piso deve resistir, buscou-se definir piso industrial para entender sua interação com as solicitações. A Associação Nacional dos Pisos e Revestimentos de Alto Desempenho (ANAPRE) o define como elemento estrutural de uma construção sobre o qual a atividade produtiva da empresa se realiza.

Senefonte (2007), por sua vez, define e apresenta a função de um piso industrial como “estruturas horizontais, continuamente apoiadas, que devem suportar, na maior parte das vezes, solicitações diferenciadas em magnitude, tipo e forma de atuação tais como carregamentos dinâmicos – tráfego de equipamentos e veículos – e estáticos – cargas derivadas de estocagem de matérias primas ou produtos acabados”.

Senefonte (2007) ainda observa que nos últimos anos, as dimensões dos panos deste pisos e pavimentos aumentaram, exigindo dos projetistas, construtores e fabricantes de materiais, novas tecnologias, novos métodos de cálculo, novos materiais e novos equipamentos aliados às boas técnicas, possibilitando vãos maiores e satisfazer as necessidades dos clientes.

O crescimento na área de piso industrial não se deu apenas nas dimensões dos panos, o mercado também cresceu. Um estudo contratado pela ANAPRE, em 2011, estimou a construção de 7 milhões de m² no ano de 2011 com aumento da formalidade técnica nesse período. A formalidade técnica deve ser entendida como pisos que foram executados sob as normas, critérios e especificações de projeto. Em termos financeiros o mercado de pisos industriais em 2011 movimentou R\$4,2 bilhões.

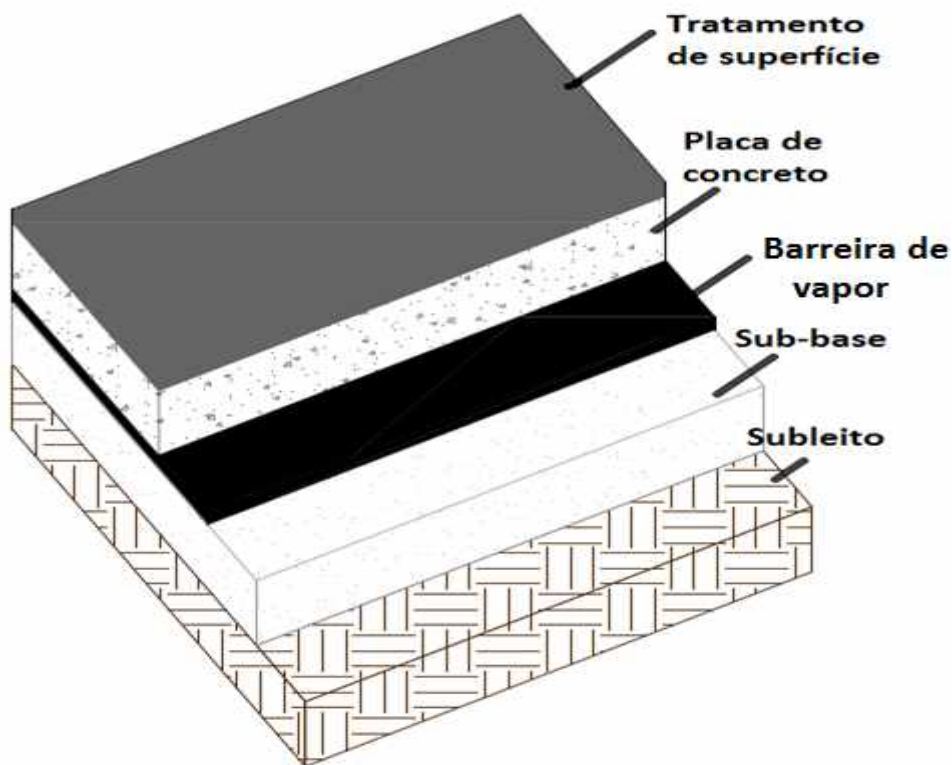
Ainda no âmbito de crescimento do mercado de pisos industriais no Brasil e emprego de novas tecnologias, a revista *Téchne*, em 2012, apresentou a conquista da concretagem de 7.488 m² de piso sem juntas em Cabreúva, São Paulo, fato que demonstra a utilização de grandes panos e emprego de técnicas mais recentes para execução dos pavimentos.

Diante da apresentação das conquistas e do crescimento do setor de pisos industriais parte-se para o conhecimento mais técnico do pavimento industrial, que se inicia pelo estudo dos seus componentes, os quais geralmente são cinco: base ou subleito (solo), sub-base, lona plástica, placas de concreto e tratamento superficial. Essas camadas trabalham solidariamente e, portanto, se alguma delas não for corretamente executada, a qualidade do pavimento irá diminuir.

2.1 Componentes do pavimento

Nesta parte do trabalho buscou-se apresentar individualmente cada componente do pavimento indicando os estudos recomendados, a maneira de execução e a influência no pavimento final. A Figura 3 é usada para apresentar os componentes.

Figura 3 - Componentes do pavimento



Fonte: autor (2017)

2.1.1 Subleito

O subleito é a camada mais profunda do pavimento industrial e, portanto, é o primeiro componente a ser estudado e executado, visto que servirá como apoio para próxima camada. Oliveira (2009) apresenta que a correta interpretação dos solos ocorrentes em uma obra auxiliam no desenvolvimento de um projeto otimizado de pavimento industrial, indicando a relevância dos estudos do subleito.

Para o estudo do subleito são recomendados: o ensaio Índice de Suporte Califórnia (C.B.R) (NBR 9895:2016), a sondagem SPT (NBR 6484:2001), ensaios de limite de liquidez (NBR 6459:2016) e plasticidade (NBR 7180:2016). A interpretação dos resultados desses ensaios permite inferir a capacidade suporte, conhecer a perda de capacidade com a umidade, encontrar ponto ótimo de compactação e, então, verificar a dispensabilidade de um reforço de subleito e estimar o recalque.

Durante a fase de execução do subleito é importante realizar os ensaios de compactação (NBR 7182), densidade “in situ” (NBR 7185) e umidade “in situ” (DNER – ME 052/94) e, dessa forma, garantir que o subleito alcance a compactação e resistência estimada em projeto. A Figura 4 foi utilizada para apresentar o solo sendo preparado para subleito de um pavimento industrial.

Figura 4 - Preparação do subleito



Fonte: LPE Engenharia (2017)

2.1.2 Sub-base

A sub-base apresenta função de controlar as variações volumétricas do subleito, dar suporte uniforme e constante, evitar bombeamento dos finos e aumentar o suporte da fundação (DNER, 2004).

A escolha da sub-base varia de acordo com a capacidade do subleito e disponibilidade de materiais, as sub-bases usuais são: sub-base granular, solo-cimento, brita graduada tratada com cimento, concreto compactado com rolo. Os ensaios recomendados para sub-base são análise granulométrica e Índice de Suporte Califórnia (C.B.R.).

O ensaio granulométrico permite ao engenheiro checar se a brita que será utilizada se encaixa nas recomendações normativas, o que garante ao profissional a segurança de realizar o serviço de acordo com a norma. Já o ensaio C.B.R tem o objetivo conhecer a resistência e o índice de expansibilidade do solo ou da mistura solo/brita-cimento; a resistência é utilizada para o dimensionamento do pavimento, já a expansibilidade deve ser conhecida para evitar a ocorrência de patologias como recalques e/ou fissuras.

Durante a execução da sub-base granular deve-se verificar a granulometria dos agregados (conforme projeto) e o estado de compactação. A granulometria para sub-base não é normatizada pelo DNIT; para a base, o DNIT apresenta a Tabela 1.

Tabela 1 - Granulometria do material

Tipos	Para N > 5 x 10 ⁶				Para N < 5 x 10 ⁶		Tolerâncias da faixa de projeto
Peneiras	A	B	C	D	E	F	
	% em peso passante						
2”	100	100	-	-	-	-	±7
1”	-	75-90	100	100	100	100	±7
3/8”	30-65	40-75	50-85	60-100	-	-	±7
Nº 4	25-55	30-60	35-65	50-85	55-100	10-100	±5
Nº 10	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100	55-100	±5
Nº 40	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50	30-70	±2
Nº 200	2-8	5-15	5-15	10-25	6-20	8-25	±2

Fonte: DNIT 141/2010 – ES: Base estabilizada granulometricamente

Como a brita graduada simples tem função de sub-base e a Tabela 1 foi retirada da norma para base, buscou-se um projeto de norma apresentado pelo DNIT sobre brita graduada simples, que apresentou uma tabela similar a Tabela 1 deste trabalho com exclusão dos tipos de brita E e F. A Tabela 1, portanto, funciona como guia para escolha da sub-base e checar se o projeto está adequado as recomendações normativas. Na Figura 5 é apresentada a brita graduada simples.

Figura 5 - Brita Graduada Simples



Fonte: Embu S.A. (2017)

As sub-bases tratadas com cimento apresentam melhor desempenho com relação a sub-base granular, entretanto, seu custo é mais elevado. O módulo de elasticidade e perda de suporte de alguns materiais usuais na pavimentação são apresentados na Tabela 2 que é uma adaptação de uma tabela da AASHTO apud Rodrigues e Pitta (1997) e permite verificar o desempenho das sub-bases tratadas com cimento:

Tabela 2 - Módulo de elasticidade e perda de suporte de materiais

Tipo do Material	Módulo de Elasticidade (MPa)	Perda de suporte
Concreto compactado com rolo	7000 a 14000	0 a 1
Brita graduada tratada com cimento	3500 a 7000	0 a 1
Bases tratadas com asfalto	2500 a 7000	0 a 1
Misturas estabilizadas com betume	280 a 2100	1 a 3
Solo cal	140 a 490	1 a 3
Base granular	100 a 300	1 a 3
Material fino ou subleito	20 a 280	2 a 3

Fonte: AASHTO apud RODRIGUES e PITTA (1997)

O módulo de elasticidade é utilizado para avaliar o desempenho dos diversos tipos de sub-base e, quanto maior seu valor, melhor o desempenho da sub-base, a qual suporta grandes cargas e sofre pequena deformação. A perda de suporte é utilizada durante o cálculo do recalque: uma sub-base com maior perda de suporte significa que ela está mais susceptível a deformar e/ou adensar e, portanto, implica em um maior recalque.

Para as sub-bases tratadas com cimento, deve-se estudar a relação de mistura para garantir um resultado satisfatório, sem emprego desnecessário do cimento. Para dosagem da mistura com cimento devem ser realizados estudos com uso de corpos de prova para verificar se a resistência de projeto é alcançada.

A empresa Arteris S.A. apresenta uma norma de execução de serviço sobre a brita graduada tratada com cimento; nessa norma recomenda-se o mínimo de 5% de cimento, devendo-se obter aos 7 dias resistência mínima de 4,2 MPa e máxima de 7 MPa; esses parâmetros, portanto, servem como guia de valores práticos adotados.

O trabalho de Cezne et al (2016) apresenta uma forma pela qual o solo pode ser melhorado com cimento, quando o cimento representa até 3% do peso da mistura e solo-cimento com teor de cimento em massa acima de 5%, tais valores também servem como teores práticos adotados. Na Figura 6 é apresentado o solo cimento.

RODRIGUES et al (2006), por sua vez, indica solo melhorado com cimento com teor de cimento entre 3 e 6% e solo-cimento de 7 a 12%.

Figura 6 - Solo-cimento



Fonte: Rhino Pisos (2013)

O concreto compactado com rolo – CCR também é uma opção para sub-base e é definido como um concreto de consistência seca, que no estado fresco permite ser misturado, transportado, lançado e adensado com equipamentos usualmente empregados em serviços de terraplenagem. (ANDRIOLO apud RODRIGUES, 2006). Na Figura 7 é apresentado o concreto compactado com rolo sendo executado.

Figura 7 - Concreto compactado com rolo



Fonte: Andriolo apud PINI (2013)

O CCR apresenta consumo de cimento de 80 a 120 kg/m³ e a resistência a compressão varia de 4 a 10 MPa. O estudo de Trichês (1994) ainda indicou que a resistência sofre maior influência da energia de compactação do que o consumo de cimento, portanto, deve ser dada importância à compactação desse tipo de sub-base.

O solo melhorado com cimento e a brita graduada simples são as possibilidades de sub-base mais baratas e simples. A brita graduada simples é uma boa opção quando há pedreiras próximas ao local em que será executado o pavimento.

O solo-cimento e a brita graduada tratada com cimento são utilizados quando as solicitações são maiores e há necessidade de uma sub-base reforçada. A brita graduada tratada com cimento apresenta elevado módulo de elasticidade e pode até mesmo implicar na redução da espessura da placa de concreto. A espessura de ambos varia de 10 a 20 centímetros.

O concreto compactado com rolo é uma técnica mais recente que tem apresentado boa resistência e rápida execução; o seu uso é justificado quando a obra apresentar elevada área a ser construída e tendo que suportar elevadas cargas, bem como em centros urbanos nos quais usinas de concreto já estão instaladas e não terão dificuldade de realizar o controle tecnológico e realizar a mistura do concreto. Apresentam maior complexidade com relação a necessidade de cura adequada e execução de juntas para evitar a fissuração.

2.1.3 Barreira de vapor

A barreira de vapor não apresenta função estrutural e tem a função de impedir a perda de água de amassamento do concreto para a sub-base. A barreira de vapor apesar não ter função estrutural influencia no coeficiente de atrito entre a placa de concreto e a sub-base que, por sua vez, influencia no dimensionamento da armadura ativa (pavimento protendido) e armadura de retração (pavimento armado). A lona plástica foi uma barreira de vapor muito utilizada, entretanto a aplicação de impermeabilizantes tem substituído o uso da lona plástica.

A escolha da barreira de vapor varia de acordo com a facilidade e custo de obtenção da lona ou do impermeabilizante.

2.1.4 Placa de concreto

A placa de concreto atua como base e, quando não há tratamento superficial, como revestimento final. O concreto, portanto, deve ser escolhido de maneira a resistir aos carregamentos, ter baixa retração hidráulica e elevada resistência ao desgaste para possibilitar uma elevada qualidade do pavimento.

Rodrigues et al (2006) apresenta informações relevantes para este estudo. Destaca, por exemplo, que a resistência a compressão não é o fator mais importante para o concreto de um pavimento, além de salientar que uma relação água/cimento baixa não melhora a qualidade do pavimento e até mesmo provoca aumento da retração; e, por fim, que o consumo mínimo de cimento elevado (maior que 350kg/m^3) não significa aumento da resistência ao desgaste, a resistência ao desgaste é governada pela relação água/cimento e não pelo consumo mínimo de cimento.

A resistência mecânica do concreto deve ser aquela definida em projeto e suficiente para suportar os esforços solicitantes; um aumento desnecessário nessa resistência aumenta as chances de surgirem patologias como, por exemplo, fissuras devido à retração e empenamento do concreto.

Liu (1994) apud Rodrigues et al (2006) apresenta que, quanto menor a relação água cimento, menor a perda por abrasão, entretanto, um baixo fator água/cimento significa elevada resistência do concreto o que, como citado anteriormente, pode ocasionar patologias no pavimento. Diante disso, uma solução é a aplicação dos revestimentos de alta resistência ao desgaste na fase de acabamento do concreto.

Além da preocupação da qualidade do concreto, há diversas formas de trabalhá-lo: a escolha da maneira de execução e da utilização de telas de aço, fibras de alto módulo e até mesmo cordoalhas varia de acordo com a necessidade do pavimento que será executado.

Pavimentos para um pátio de caminhões ou tratores não precisam apresentar uma superfície extremamente lisa e plana, algumas fissuras são suportáveis e juntas não são problemas para o deslocamento. Já um pavimento de um depósito em que as pilhas chegam a 15 metros de altura precisa apresentar elevada planicidade, as fissuras são prejudiciais, juntas devem ser escolhidas de maneira a não comprometer o aproveitamento do espaço e, portanto, deve ser executado um pavimento com um método mais desenvolvido

A Tabela 3 é utilizada para apresentar as referências para dimensionamento dos pavimentos industriais de acordo com as escolas americanas e europeias; destaque-se suas características quanto ao tamanho das placas, quantidade de juntas, consumo de concreto, custo de manutenção, custo e complexidade de execução.

Tabela 3 - Classificação do piso industrial, segundo as escolas americanas e europeias

	Escola Americana	Escola Europeia
Referência para dimensionamento	PCA, AASTHO, Westergaard, Pickett e Ray, Packard	Lösberg e Meyerhof
Sistema construtivo	Concreto Simples	Concreto reforçado com telas soldadas, fibras de alto módulo e protensão
Tamanho das placas	Pequenas dimensões	Grandes dimensões
Quantidade de juntas	Elevado	Baixo
Consumo de concreto	Elevado	Baixo
Custo de manutenção	Elevado	Baixo
Custo e complexidade de execução	Baixo	Elevado

Fonte: adaptado de CRISTELLI (2010)

Até meados da década de 90, a prática executiva de pisos industriais no Brasil adotava frequentemente a metodologia baseada nos critérios da Portland Cement Association - PCA, que trabalhava com ênfase nos sistemas de pavimento de concreto simples (RODRIGUES et al, 2006).

A escola europeia, portanto, ganhou espaço no Brasil a partir da segunda metade da década de 90, período no qual foram adquiridos equipamentos de altos desempenho e pisos mais complexos começaram a ser executados.

Diante das possibilidades de execução buscou-se tratar dos métodos mais comuns empregados, de como executá-los visando uma boa qualidade final do trabalho, de quando empregá-los e, portanto, permitir ao engenheiro optar pela melhor solução.

Serão apresentados os pavimentos de concreto simples, pisos com armadura distribuída, piso estruturalmente armado, piso reforçado com fibras e piso de concreto protendido.

2.1.4.1 Piso de concreto simples

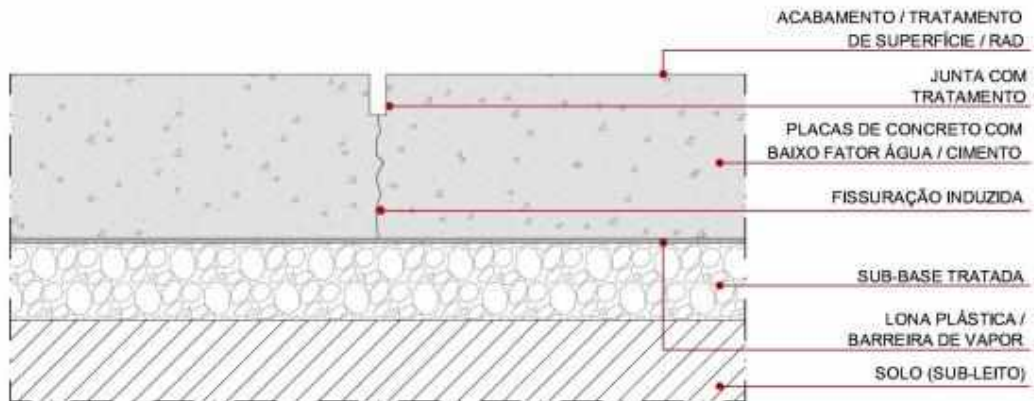
O piso de concreto simples implica que os esforços de tração e compressão são resistidos apenas pelo concreto, sem presença de armaduras. Como o concreto apresenta baixa resistência a tração, torna-se necessário adotar uma elevada espessura de pavimento.

As placas de concreto simples são de pequenas dimensões e são utilizadas juntas nos encontros de placas para indução da fissuração em pontos específicos, de tal forma a combater a retração, dilatação térmica e empenamento das placas.

Oliveira (2000) menciona que, nas juntas, podem ser usadas barras de transferência – as quais não são caracterizadas como armadura - e, portanto, o piso não deixa de ser considerado de concreto simples.

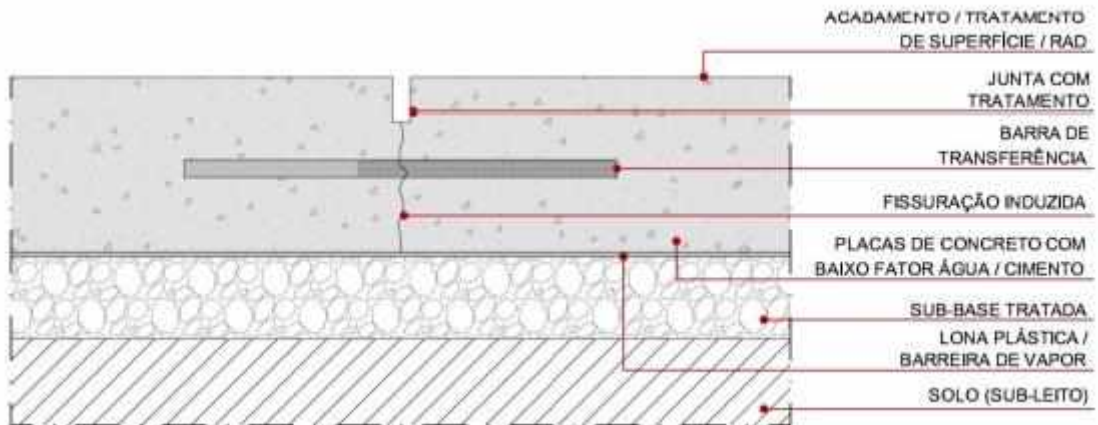
Oliveira (2000) ainda apresenta que os pisos sem barras de transferências são restritos a cargas de pequena intensidade; suas placas são construídas com dimensões de 15 a 20 cm de espessura, e de 4 a 6 metros de comprimento e 3 a 4 metros de largura. Já os pisos com barras de transferência são mais usados, permitem cargas mais elevadas e apresentam de 16 a 45 cm de espessura, e suas dimensões podem chegar a 7 metros. As Figuras 8 e 9 foram usadas para ilustrar a ligação de placas com e sem utilização das barras de transferência.

Figura 8 - Placas de concreto simples sem utilização das barras de transferência



Fonte: Cristelli (2010)

Figura 9 - Placas de concreto simples com utilização das barras de transferência



Fonte: Cristelli (2010)

A NBR 7583/86: Execução de pavimentos de concreto simples por meio mecânico foi cancelada em outubro de 2014 e era a norma que regia o procedimento executivo do pavimento de concreto simples.

2.1.4.2 Piso de concreto com tela soldada

O piso de concreto com tela soldada apresenta no terço superior da sua espessura uma tela de aço que apresenta a função de evitar a fissuração do concreto causada por sua retração e variação de temperatura, bem como de armadura positiva para combater os esforços de tração gerados pelos carregamentos.

Na literatura há um conflito se a tela soldada utilizada na camada mais superficial do piso apresenta função estrutural. Senefonte (2007) afirma que a contribuição da tela na região

inferior (região tracionada) não ultrapassa 10% e, portanto, quando utilizada apenas na superfície, é recomendado o cálculo como se fosse concreto simples, ou seja, os benefícios seriam: placas de maiores dimensões e uma redução nas fissuras.

Oliveira (2015) apresenta que os pisos com tela soldada utilizados em indústrias e centros de distribuição onde há circulação de carretas e empilhadeiras possuem, em média, 15 metros de comprimento e espessura variando entre 14 a 16 centímetros.

O piso com tela soldada para estacionamento de veículos leves ou para calçadas e shoppings podem ser armados apenas na face superior, visto que os carregamentos são mais leves e o esforço de tração pode ser resistido pelo próprio concreto.

Oliveira (2000) afirma que as placas de concreto com tela soldada podem ter largura 6 e comprimento até 30 metros, entretanto, a dimensão de 15 metros é usual.

Em uma comparação do piso com tela soldada armado apenas no terço superior e o piso armado tanto superficialmente quanto no terço inferior, em uma situação de mesmo carregamento, infere-se que o piso com as duas malhas permite uma redução na espessura da placa e até o aumento das dimensões, o que ocasiona uma redução no número de juntas.

A Figura 10 apresenta a armadura montada com tela soldada.

Figura 10- Armação em telas soldadas para piso de concreto



Fonte: CT Guedes (2017)

2.1.4.3 Pisos de concreto reforçados com fibras

SENEFONTE (2007) indica que este tipo de piso caracteriza-se pela sua execução com adição de fibras de aço, fibras sintéticas diretamente ao concreto em substituição das armaduras estruturais e/ou de retração.

A dosagem das fibras varia de acordo com a fibra escolhida (fibra de aço, fibra de vidro, fibra polimérica) e com os carregamentos que o piso estará sujeito.

2.1.4.3.1 Fibras de aço

As fibras de aço foram introduzidas há cerca de 25 anos nos pisos industriais, trazidas pela Belgo Mineira Bekaert e foram o primeiro tipo a ser usado. As fibras de aço apresentam função estrutural.

Figueiredo (2000) indica as características principais das fibras, são elas: fator de forma, geometria da forma e resistência à tração. A influência de cada uma sobre o concreto é explicitada:

Fator de forma: relação entre o comprimento da fibra e seu diâmetro, é recomendado fator de forma entre 45 e 65. Um elevado fator de forma pode levar ao afloramento das fibras.

Geometria da forma: influencia na ductibilidade (capacidade de se deforma sem romper) da mistura. Fibras com ancoragem em gancho ocasionam o aumento da ductibilidade.

Resistência à tração: a resistência à tração das fibras é da ordem de 600 a 1200 MPa, variando de acordo com a forma de fabricação.

A Figura 11 é utilizada para apresentar a fibra de aço Dramix®; os comprimentos desse modelo de fibra variam entre 30mm e 60mm e os diâmetros de 0,55mm a 0,90mm; a resistência à tração é superior a 1000 MPa.

Figura 11 - Fibras de aço Dramix®



Fonte: Blog ArcelorMittal (2017)

Figueiredo (2000) ainda recomenda a escolha das fibras com dimensão mínima de duas vezes a dimensão máxima do agregado, o que é justificado pela necessidade da fibra estar posicionada entre os agregados, de maneira a atuar como ponte de transferência impedindo a formação de fissuras na interface agregado – pasta.

O uso das fibras proporciona facilidade de execução, visto que as fibras são adicionadas no caminhão betoneira e a mistura já é lançada reforçada sem necessidade de armação anterior a concretagem, com exceção das zonas próximas a pilares. O valor de referência da quantidade de reforço é de 10 a 35 kg de fibras por metro cúbico de concreto.

2.1.4.3.2 Fibras sem função estrutural

As fibras de vidro, de nylon e de polipropileno são utilizadas para controle da fissuração e não substituem a armação do concreto. Como as fibras não possuem função estrutural, o concreto deve ser dimensionado como concreto simples quando as armaduras não são utilizadas ou como concreto armado no caso em que a armadura é utilizada.

Peruzzi (2002) ressalta que a adição de qualquer tipo de fibra à argamassa ou ao concreto convencional reduz a sua trabalhabilidade e essa perda é proporcional à concentração volumétrica de fibras.

Peruzzi (2002) ainda informa que as fibras de vidro possuem propriedades satisfatórias para o emprego na construção civil, como: baixo coeficiente de dilatação térmica, resistência à

tração e a vibração, retenção das propriedades mecânicas a altas temperaturas, grande alongamento na ruptura, facilidade de processamento e baixo custo.

Purnell (2001) apud Peruzzi (2002) adverte que a matriz cimentícia degrada a fibra de vidro com o seu processo de cura, que ocasiona um acúmulo de Ca(OH)_2 ao redor da fibra que causa uma perda de flexibilidade da mesma e, conseqüentemente, do compósito. É apresentado o uso da fibra de vidro AR (álcali resistente) para reduzir os danos provocados pela matriz. A fibra de vidro é apresentada na Figura 12.

Figura 12 - Fibra de vidro



Fonte: ConstruQuímica (2017)

Com relação as fibras de polipropileno é importante esclarecer que a macrofibra (dimensão de 30 a 50 mm) pode ser considerada de função estrutural de acordo com a NTC Brasil, uma fornecedora desse tipo de material, entretanto, esse tipo de reforço não será estudado a fundo neste trabalho. A ênfase com relação as fibras de polipropileno neste trabalho são as microfibras que não tem função estrutural, suas funções são redução das fissuras plásticas pela retração, aumento da resistência à fadiga do concreto e melhoria das propriedades do concreto sob a ação de cargas dinâmicas.

A fibra de nylon é como outra possibilidade para reforço do concreto e apresenta comportamento semelhante as fibras de polipropileno.

2.1.4.4 Piso de concreto protendido

Para estudar o piso de concreto protendido, buscou-se definir protensão que é o artifício de introduzir em uma estrutura, um estado prévio de tensões, de modo a melhorar sua resistência ou seu comportamento, sob as ações das diversas solicitações.

A resistência a tração do concreto é cerca de 10% da sua resistência a compressão, aplicar uma força de compressão previamente, portanto, reduz os esforços de tração de tal forma que o concreto pode ser capaz de suportá-las parcialmente ou totalmente.

A protensão do concreto é realizada por meio de cabos de aço de alta resistência, tracionados e ancorados no próprio concreto. O artifício da protensão desloca a faixa de trabalho do concreto para o âmbito das compressões, onde o material é mais eficiente. Com a protensão, aplicam-se tensões de compressão nas partes da seção tracionadas pelas solicitações dos carregamentos.

Bina (2001) apud Senefonte (2007) aponta que “o grande diferencial do piso protendido em relação às técnicas convencionais de construção de pisos, está na possibilidade de diminuição da incidência de juntas”.

Senefonte (2007), por sua vez, aponta que as vantagens de um piso protendido são: menores custos de construção e manutenção, construção com faixas de concretagem que variam de 3 a 20 metros por 150 metros de comprimento, maior durabilidade, menor necessidade de manutenção (apresentam poucas juntas), maior controle e qualidade durante a execução, maior flexibilidade da disposição de uso, menor incidência dos efeitos de retração do concreto e devidos a variação de temperatura.

Há três sistemas de protensão: com aderência inicial, com aderência posterior e sem aderência. A aderência inicial é, normalmente, utilizada nos elementos pré-moldados em que a peça é fabricada na pista de protensão que é onde os cabos são tracionados e, posteriormente, o concreto lançado, após a cura do concreto os equipamentos que tracionavam os cabos são liberados de tal forma que a força de tração é transferida para o concreto pela aderência entre o concreto e armadura.

Para a aderência posterior é utilizada uma bainha e nata de cimento, a bainha é um tubo que serve para posicionar as armaduras de protensão e após o cabo ser tracionado a nata de cimento é injetada para proporcionar a aderência entre o concreto e armadura protendida e proteger a armadura.

A armadura sem aderência é a que tem sido mais utilizada e é realizada com a utilização de cordoalhas engraxadas em que a força é transmitida para o concreto através das placas de ancoragem.

A Figura 13 é utilizada para apresentar o pavimento de concreto protendido com uso de cordoalhas engraxadas.

Figura 13 - Piso de concreto protendido



Fonte: AlphaPiso (2017)

2.1.4.5 Acabamento superficial

O acabamento do piso é definido por projeto e varia conforme a utilização do pavimento. Pavimentos que receberão um revestimento posterior, não devem apresentar uma superfície extremamente lisa, visto que isso pode dificultar a aderência da argamassa no substrato. Já quando a placa será a superfície final de um local com tráfego de empilhadeiras ou estoques com elevadas alturas, a mesma deve receber um acabamento de forma a ficar lisa, plana e nivelada. Pavimentos mais grosseiros, isto é, com superfície mais rugosa, pouco plana são comuns em pátios de veículos ou de tratores, pois esses veículos não necessitam de superfície lisas, planas para seu bom desempenho.

Diante do exposto, a preocupação maior para superfícies acabadas e tratadas são nas indústrias, nos centros de distribuição, os demais usos requerem preocupação quanto ao nível/caimento a fim de possibilitar a drenagem do piso, o que permite a limpeza com maior

facilidade e velocidade, e evita a criação de filmes de água na superfície que prejudicam o tráfego de veículos.

O procedimento que é explicitado a seguir é, portanto, indicado para locais com preocupação de níveis de planicidade e nivelamento. Os cuidados se iniciam com o sarrafeamento e desempenamento do concreto, essa etapa ocorre simultaneamente ao lançamento do concreto. Para o sarrafeamento são utilizadas réguas vibratórias ou *Laser Screed*, a máquina é apresentada na Figura 14, o desempenamento deve ser feito com rodos tipo *float* que elimina as micro-bolhas e os furos causados pelo excesso de vibração no concreto.

Figura 14 - *Laser Screed*



Fonte: Somero (2017)

Após o endurecimento parcial do concreto é executado o desempenamento mecânico. O endurecimento parcial do concreto varia de acordo com o tipo de concreto utilizado, o tempo de aproximadamente três horas e/ou a observação de pegadas com a profundidade de aproximadamente 4 mm são citados por Senefonte (2007) como maneiras de observar se é o momento para iniciar o desempenamento mecânico. O serviço é realizado por uma alisadora de concreto com disco de flotação que faz com que os agregados desçam e uma fina camada de nata fique na superfície do pavimento. A alisadora de concreto com disco de flotação é apresentada na Figura 15.

Figura 15 - Alisadora de concreto com disco de flotação



Fonte: Petrotec (2017)

A utilização do rodo de corte é o próximo passo, com ele se corrige ondulações superficiais. O rodo de corte é constituído de uma base retangular de alumínio com abertura para se colocar água e tornar o rodo mais pesado e hastes de alumínio, com o peso se consegue cortar a nata de cimento e deslocá-la acabando com as ondulações superficiais. O rodo de corte é apresentado na Figura 16.

Figura 16 - Rodo de corte



Fonte: Planos Pisos (2012)

Ao término do corte do concreto são utilizadas as acabadoras de concreto com pás, ao término desse serviço a superfície deve apresentar aspecto liso vítreo. A Figura 17 apresenta uma alisadora de concreto dupla com pás.

Figura 17 - Alisadora de concreto dupla com pás



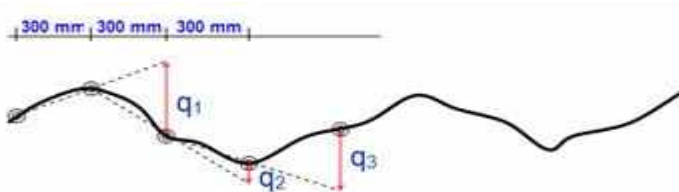
Fonte: Petrotec (2017)

A cura do concreto se revela importante, quando corretamente realizada evita a evaporação de água, a ocorrência fissuras no piso e aumenta a resistência do concreto à abrasão (SENEFONTE, 2007). Dessa maneira, ao término do acabamento superficial já deve se atentar para a cura que pode ser química (aspersão de agentes de cura à base de sódio ou resina) ou cura úmida. Para a cura úmida o emprego de mantas de poliéster é usual, a manta mantém a superfície úmida por mais tempo e, assim, aumenta o tempo entre molhagens.

O controle do acabamento superficial se dá através dos F-Numbers. Os chamados F-Numbers foram introduzidos em 1987 e através deles é possível especificar valores para a planicidade e nivelamento dos pisos e mensurá-los. A norma americana American Society for Testing and Materials – ASTM E 1155-14: Standart Test Method for Determinig FF Floor Flatness and FL Floor Levelness Numbers.

O Floor Flatness ou planicidade é definido pela máxima curvatura no piso em 600mm, calculadas com base em duas medidas sucessivas de elevações diferenciais, tomadas a cada 300mm (CHODOUNSKY, 2007). A medida da planicidade é apresentada na Figura 18.

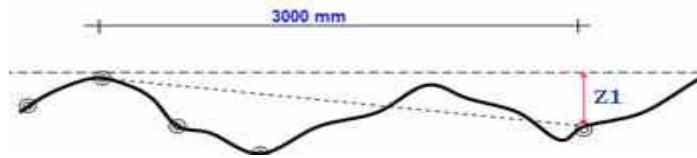
Figura 18 – Planicidade (Floor Flatness)



Fonte: Chodounsky (2007)

O Floor levelness ou nivelamento é definido pela conformidade relativa da superfície com um plano de referência, medido a cada 3m. (CHODOUNSKY, 2017). A medida do nivelamento é apresentada na Figura 19.

Figura 19 - Nivelamento ou floor levelness



Fonte: Chodounsky (2007)

Os parâmetros a serem considerados pelos F-Numbers são o valor global (*Specified Overall Value – SOV*) e o valor mínimo local (*Minimum Local Value – MLV*). O valor global é obtido pela média ponderada dos resultados obtidos na área. Já o valor mínimo é o menor valor aceitável para qualquer trecho do piso, esse parâmetro estabelece a qualidade mínima do pavimento.

De acordo com Chodounsky (2007) é usual adotar o valor global como o valor mínimo local multiplicado por 1,5 ou adotar o valor mínimo local como 2/3 do valor global. O aparelho que realiza a medição dos F-Numbers é chamado de *dipstick floor profiler* e é apresentado na Figura 20.

Segundo Bernardo (2016) as medições de planicidade e nivelamento devem ser realizadas entre 24 e 72 horas após o término das operações de acabamento superficial do concreto para serem realizadas de acordo com a norma americana (ASTM E 1155-14).

Figura 20 - Leitor de F-Numbers (*Dipstick Floor Profiler*)



Fonte: CreteClolors (2017)

Os resultados obtidos podem ser comparados com os dados da Tabela 4 que indica valores típicos de F-Numbers de acordo com a utilização do piso.

Tabela 4 - F-Numbers de acordo com a utilização

Aplicação típica	FF	FL
Pisos de garagens, estacionamentos, contra-pisos para pisos elevados	20	15
Edifícios comerciais e industriais, pisos com revestimento de carpete	25	20
Depósitos convencionais	35	25
Depósitos especiais (estruturas de porta-pallets com grande altura), pistas de patinação	45	35
Estúdios de cinemas ou televisão	50	50

Fonte: ACI 302v apud Chodounsky (2007)

2.1.4.6 Tratamento superficial e de juntas

O tratamento superficial é realizado com aplicação de endurecedor de superfície ou de argamassas especiais, o tratamento tem a função de aumentar a dureza superficial, o que melhora a resistência à abrasão, diminui a formação de pó e, portanto, aumenta a vida útil do pavimento. O tratamento superficial mais comum é realizado com flúor-silicatos e agentes umectantes (OLIVEIRA, 2002).

As juntas são divididas em três tipos: juntas de construção, juntas serradas e juntas de encontro. As juntas são os elementos mais sensíveis nos pisos de concreto onde deve-se ter uma atenção especial à execução, uma vez que, é estimado que em mais de dois terços das patologias dos pisos de concreto as causas se relacionam com falhas nas juntas (CHODOUNSKY, 2007).

As juntas de construção são limitadas pelas formas usadas para concretar cada placa de piso ou devido a concretagem ocorrida posteriormente, essas juntas se tornam mais deficientes à medida que sofre maior exsudação e segregação devido às vibrações durante a desforma. As juntas de construção usualmente são longitudinais à obra e devem ser posicionadas em locais onde o tráfego de empilhadeiras é reduzido.

Oliveira (2015) indica que juntas que são posicionadas em regiões com fluxo de empilhadeiras com rodas pneumáticas podem ser tratadas com selantes flexíveis à selantes mais rígidos de acordo com o tráfego, já as regiões com empilhadeiras de rodas rígidas deve ser usada argamassa epoxídica.

As juntas serradas são executadas transversalmente ao eixo das placas e tem a função de disciplinar em uma determinada seção as fissuras ocasionadas pela retração do concreto. Devem ser cortadas em um período de 4 a 12 horas após a concretagem, a profundidade deve ser de até um terço da espessura do pavimento e com abertura da ordem de 3 a 4 mm (OLIVEIRA, 2015).

As juntas de encontro ou expansão são construídas com o objetivo de separar o pavimento das demais estruturas como vigas baldrame e blocos de concreto, de tal forma a permitir uma livre movimentação do piso devido aos efeitos dos fenômenos da retração e variação térmica (CHODOUNSKY, 2007).

De acordo com Oliveira (2015), a espessura da junta de encontro é de 5 a 20 mm e é preenchida com materiais de elevado índice de resiliência, como isopor e borracha.

3 Dimensionamento

Para o dimensionamento do pavimento recomenda-se seguir um roteiro de perguntas apresentado por Badue (2015):

1. Quais os tipos de veículos (cargas dinâmicas) irão operar sobre o pavimento?
2. Quais os tipos de estantes serão utilizadas? Devem ser conhecidas as dimensões das estantes e a capacidade de carga.
3. Quais tipos de equipamentos serão armazenados sobre o pavimento?
4. Qual a previsão do contratante para troca de veículos, estantes e equipamentos para as próximas décadas?
5. Haverá rampas no galpão? Deve se verificar se a inclinação da rampa do projeto é inferior a rampa máxima que os veículos podem vencer.
6. Haverá baias? Há galpões em que o piso é executado ao nível da carroceria do caminhão e, portanto, é preciso de atentar para o nível do piso.
7. Qual tipo de acabamento superficial será adotado no pavimento?

8. Qual o tipo de material das rodas das empilhadeiras que operarão sobre o piso?
Empilhadeiras com roda metálica geram maior ruído e geram um maior desgaste do piso para evitar esse desgaste pré-maturo pode ser aplicado produto anti-abrasivo.

Com a resposta das perguntas acima e as condições já mencionadas acima como disponibilidade de materiais e mão de obra pode se partir para a escolha da solução e execução do projeto de maneira adequada.

O método escolhido para executar o dimensionamento foi de Meyerhof.

3.1 – Dados das cargas atuantes no piso a ser dimensionado

Os dados do piso a ser executado são 30 x 50 m, execução sem juntas em concreto protendido. Trata-se uma indústria metalúrgica que trabalha com fabricação de perfis metálicos. As cargas fixas atuantes são:

1. Dobradeira para 320 t, peso de aproximadamente 19 toneladas, área de 5 x 2 m. A Tabela 5 é utilizada para apresentar as informações obtidas no manual da máquina.
2. A estrutura do estoque é apresentada na Figura 21, o estoque tem área total de 54 m², e apresenta a carga de 1,25 t/m² cada pilar tem área de influência de 0,6 m² o que implica em uma carga de 0,75 t/pilar. Uma chapa de base de 15 x 15 cm é utilizada na base do pilar para melhor distribuição dos esforços, a Figura 21 também é utilizada para apresentar o pilar. A Figura 22 é utilizada para apresentar o esquema do estoque.

Tabela 5 - Informações dobradeira para 320 t

Dimensões	Comprimento	5020	mm
	Largura	2100	mm
	Altura	3140	mm
Peso		18900	kg

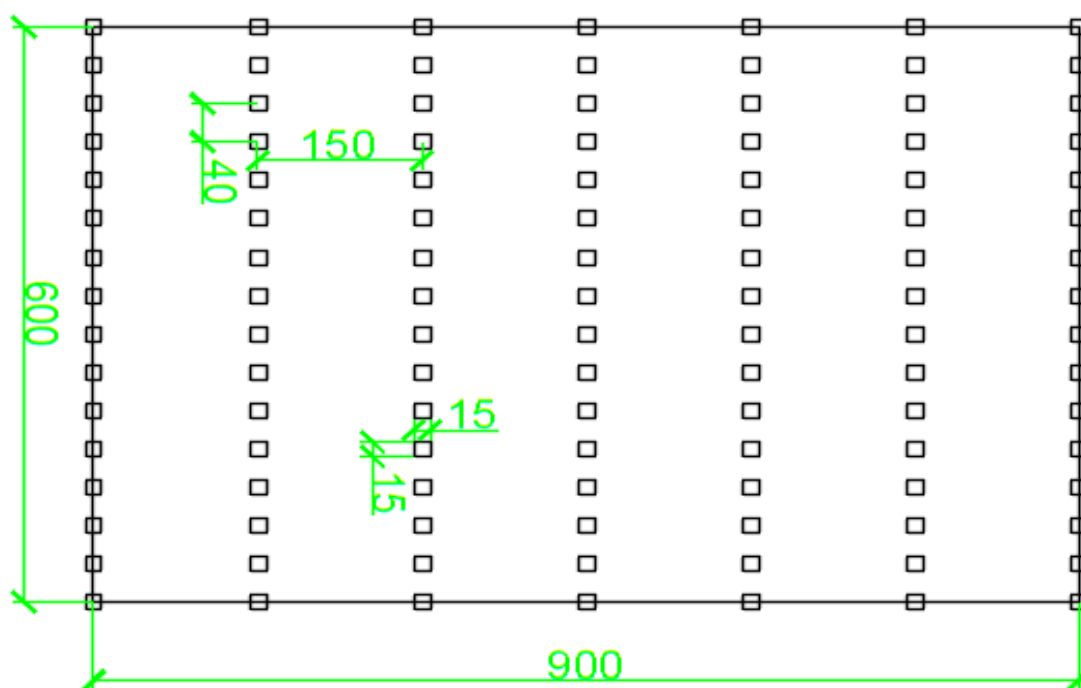
Fonte: Manual de operações da máquina

Figura 21 - Estrutura do estoque



Fonte: autor (2017)

Figura 22 - Esquema da estrutura do estoque (cm)



Fonte: autor (2017)

Já as cargas móveis são:

1. Empilhadeira com capacidade de carga de 8 toneladas, o peso próprio é de 12,2 toneladas. O pneu dianteiro tem largura de 21 cm e o traseiro 25 cm, o eixo dianteiro é duplo e o traseiro simples. A distância entre eixos é de 2,4 m. Para os cálculos adotou-se a carga de 3,4 t em cada roda. A empilhadeira que será utilizada no galpão do projeto, apresenta pneus cushion e, portanto, não é possível conhecer a pressão “p” de inflação. Entretanto, sabe-se que a área de contato dos pneus cushion é de 10-15% maior do que a área da roda pneumática. Assim, será adotado que a área da empilhadeira do projeto ($A'_{empilhadeira}$) corresponde a 113% da área de uma empilhadeira com pressão de inflação de 100 psi ($A_{empilhadeira}$).

$$A'_{empilhadeira} = 1,13 \times A_{empilhadeira} \quad (1)$$

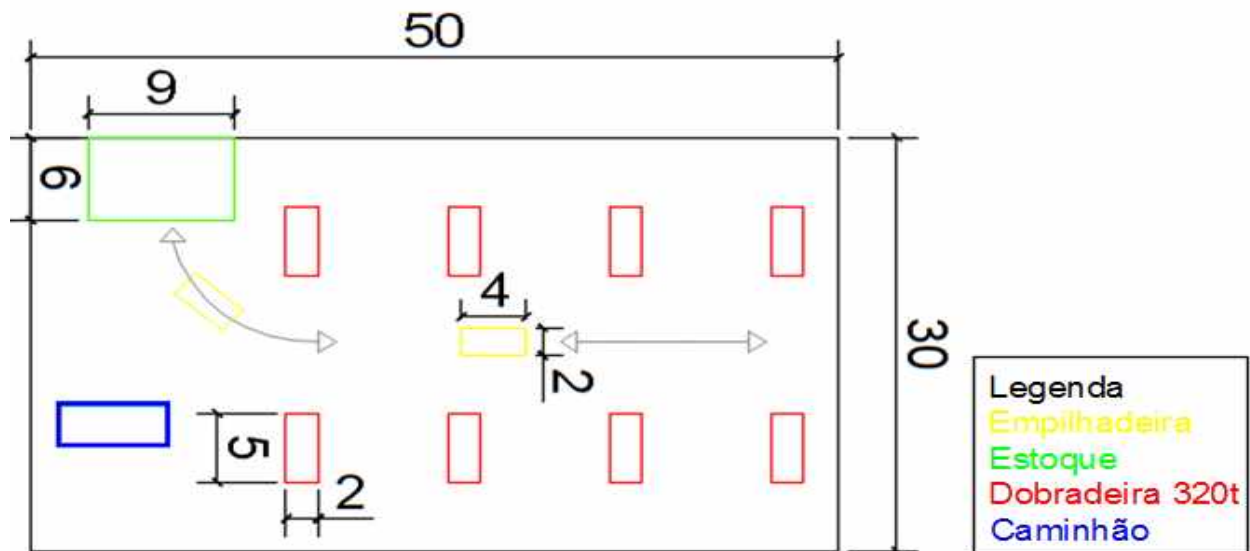
2. Um caminhão toco tem acesso ao interior da indústria para ser carregado, descarregado e é guardado durante a noite. O caminhão toco apresenta como carga máximas nos seus eixos: 4,3 toneladas no eixo dianteiro e 8,7 toneladas no eixo traseiro. No caso do caminhão o eixo traseiro é duplo e o dianteiro simples. A roda tem largura de 24 cm, pressão em torno de 70 psi. Para os cálculos foi adotada carga em cada roda de 2,2 t.

Para as empilhadeiras é importante ressaltar que há três tipos de pneus: pneumáticos, super elásticos e cushion. Os pneus pneumáticos podem sofrer com furos e, então, a empilhadeira precisa ser paralisada para substituição do pneu furado o que pode atrapalhar a produção fabril. Já os pneus super elásticos e cushion não sofrem com esse tipo de complicação, os pneus não apresentam ar no se interior. Os pneus super elásticos são recomendados para trabalhar com rotas curtas e em região que apresente alto risco de perfuração aos pneus pneumáticos. Os pneus cushion, por sua vez, trabalham em velocidades ainda menores mas suportam cargas bastante elevadas.

Ao buscar a informação da área de contato do pneu com o pavimento em função da alteração do tipo de pneu e pressão de inflação, encontrou-se que um aumento da pressão da inflação implica em menor área de contato piso-pavimento (ALBINO, 1998). Já com relação aos pneus maciços em catálogos foi informado que esses apresentam a área de contato maior de 10-15% com relação aos pneumáticos.

A Figura 23 é utilizada para apresentar o layout da indústria.

Figura 23 - Layout da indústria



Fonte: autor (2017)

3.2 Dados geométricos

Espessura do pavimento

A espessura do pavimento adotada foi: $h = 10\text{cm}$

Dimensões da placa a ser utilizada

Será utilizada placa única com dimensões 30m x 50m.

Cobrimento da armadura ativa em relação à face inferior da placa

A classificação da agressividade ambiental é necessária para conhecer o cobrimento. De acordo com a NBR 6118:2014, a região industrial encaixa na classe de agressividade ambiental III (CAA III), entretanto, como a obra será realizada em região de clima seco e protegida da chuva é possível admitir que se trata de CAA II e, dessa forma, o cobrimento adotado foi de 3 cm para a laje de concreto protendido.

Excentricidade dos cabos em relação ao baricentro da seção de concreto (e_p)

$$e_p = h/2 - (c_{nom} + \Phi/2) \quad (2)$$

$$e_p = 10/2 - (3 + 0,7/2) \quad (3)$$

$$e_p = 1,65 \text{ cm} \quad (4)$$

Altura útil da laje (d_p)

$$d_p = h/2 + e_p \quad (5)$$

$$d_p = 10/2 + 1,65 = 6,65 \text{ cm} \quad (6)$$

3.3 Dados do concreto

Os dados necessários são:

1. Peso específico (γ_c)
2. Resistência característica à compressão (f_{ck})
3. Coeficiente de Poisson (ν)
4. Coeficiente de retração final ($\varepsilon_{CS}(t_\infty, t_0)$)
5. Coeficiente de fluência ($\varphi(t_\infty, t_0)$)

Para pavimentos industriais a principal variável no dimensionamento é a resistência à tração do concreto. A resistência à compressão deve ser definida de forma a atender a resistência à tração especificada.

De acordo com Santos (2015)

“Conforme o item 17.3.1 da NBR 6118 (2014), nos estados limites de serviço as estruturas trabalham parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II. A separação entre esses dois comportamentos é definida pelo momento de fissuração. Na determinação do momento de fissuração, deve ser usado o $f_{ctk,inf}$ no estado limite de formação de fissuras.”

Do galpão a ser dimensionado são dados:

1. $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

2. $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
3. $\nu = 0,2$
4. $\varepsilon_{CS}(t_{\infty}, t_0)$

Para o cálculo do coeficiente de retração final ε_{CS} foi necessário utilizar a Tabela 6 apresentada abaixo.

Tabela 6 - Valores característicos da deformação específica de retração e do coeficiente de fluência

Umidade ambiente (%)			40		55		75		90	
Espessura fictícia			20	60	20	60	20	60	20	60
2(Ac/u) (cm)										
φ(t∞,t0) Concreto das classes	t0 (dias)	5	4,6	3,8	3,9	3,3	2,8	2,4	2,0	1,9
		30	3,4	3,0	2,9	2,6	2,2	2,0	1,6	1,5
		60	2,9	2,7	2,5	2,3	1,9	1,8	1,4	1,4
φ(t∞,t0) Concreto das classes		5	2,7	2,4	2,4	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5
		30	2,0	1,8	1,7	1,6	1,4	1,3	1,1	1,1
		60	1,7	1,6	1,5	1,4	1,2	1,2	1,0	1,0
εcs(t∞,t0) (‰)		5	-0,53	-0,47	-0,48	-0,43	-0,36	-0,32	-0,18	-0,15
		30	-0,44	-0,45	-0,41	-0,41	-0,33	-0,31	-0,17	-0,15
		60	-0,39	-0,43	-0,36	-0,40	-0,30	-0,31	-0,17	-0,15

Fonte: ABNT (2014) adaptado

Onde:

A_c é a área da seção transversal;

u é o perímetro da seção em contato com a atmosfera.

Com a Tabela 6 e adotado valor de umidade ambiente de 40% obteve-se:

$$A_c = 3000 \times 10 = 30000 \text{ cm}^2 \quad (7)$$

$$u = 3000 \text{ cm} \quad (8)$$

Substituindo os valores apresentado, tem-se que a espessura fictícia vale 20 cm. Além disso foi estimado t_0 (tempo de aplicação de carga) de 5 dias. Com isso obteve-se $\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0) = -0,00053$.

$$5. \quad \varphi(t_\infty, t_0)$$

Assim como no coeficiente de retração final para obter o coeficiente de fluência final recorreu-se a Tabela 6. E obteve-se $\varphi(t_\infty, t_0) = 4,6$.

$$6. \quad \text{Resistência média à tração do concreto}$$

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 3,21 \text{ MPa} \quad (9)$$

$$7. \quad \text{Resistência característica à tração do concreto, inferior}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ctm} = 2,25 \text{ MPa} \quad (10)$$

$$8. \quad \text{Resistência à tração do concreto na flexão (módulo de ruptura)}$$

Como se trata de uma seção retangular o coeficiente para obter a resistência à tração do concreto é 1,5. Assim:

$$f_{ctk,f} = 1,5 f_{ctk,inf} = 3,37 \text{ MPa} \quad (11)$$

$$9. \quad \text{Módulo de elasticidade inicial}$$

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (12)$$

O coeficiente α_E foi considerado unitário uma vez que se supôs a utilização de agregado graúdo de granito ou gnaiss. Assim:

$$E_{ci} = 33,13 \text{ GPa} \quad (13)$$

10. Módulo de elasticidade secante

$$E_{cs} = \alpha_i \times E_{ci} \quad (14)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (15)$$

$$\alpha_i \cong 0,9 \quad (16)$$

$$E_{cs} = 0,9 \times E_{ci} = 29,40 \text{ GPa} \quad (17)$$

11. Resistência média à tração do concreto, em t=1 dia

Para conhecer a resistência média à tração do concreto para um tempo específico, buscou-se conhecer a resistência à compressão para este tempo. Dessa forma, tem-se:

$$f_{ckj} = \beta_1 \times f_{ck} \quad (18)$$

$$\beta_1 = e^{\left\{ s \left[1 - \left(28/t \right)^{1/2} \right] \right\}} \quad (19)$$

Onde s é o coeficiente correspondente ao tipo de cimento e apresenta os seguintes valores:

$s = 0,38$ para concreto de cimento CIII e IV;

$s = 0,25$ para concreto de cimento CI e II;

$s = 0,20$ para concreto de cimento CPV-ARI;

Como o cimento determinado para a obra em questão é CII, tem-se $s = 0,25$.

$$\beta_1 = 0,342 \quad (20)$$

$$f_{ckj} = 11,97 \text{ MPa} \quad (21)$$

Com f_{ckj} é possível encontrar f_{ctm} por:

$$f_{ctmj} = 0,3 f_{ckj}^{2/3} = 1,57 \text{ MPa} \quad (22)$$

3.4 Dados do aço de protensão

1. Tipo de aço

Cordoalha de aço CP 190 RB (7 fios) e engraxada.

3. Diâmetro nominal (Φ)

$$\Phi = 12,70 \text{ mm} \quad (23)$$

Retirado do catálogo ArcelorMittal de fios e cordoalhas publicado em 2015.

4. Área da seção transversal (A_p')

$$A_p' = 101 \text{ mm}^2 = 1,01 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \quad (24)$$

Retirado do catálogo ArcelorMittal de fios e cordoalhas publicado em 2015.

5. Resistência à tração (f_{ptk})

$$f_{ptk} = 1900 \text{ MPa} \quad (25)$$

6. Resistência ao escoamento (f_{pyk})

$$f_{pyk} = 0,9 \times f_{ptk} = 1710 \text{ MPa} \quad (26)$$

7. Módulo de elasticidade (E_p)

$$E_p = 202 \text{ GPa} \quad (27)$$

Retirado do catálogo ArcelorMittal de fios e cordoalhas publicado em 2015.

8. Sistema de protensão

Trata-se da protensão sem aderência em que a protensão ocorre após a concretagem do concreto, a ancoragem ativa é em apenas um dos lados.

9. Quantidade de cabos nas direções

A quantidade de cabos é obtidas por iterações. Inicialmente nesse trabalho optou-se por colocar uma cordoalha a cada 60 cm. Esse valor foi obtido pelo espaçamento máximo entre cordoalhas, que de acordo com a NBR 6118 (2014) no item 20.3.2.1 não deve superar $6 \times h$, que para o caso em questão resulta em 60 cm de espaçamento.

10. Coeficiente de atrito em cabo e bainha (μ)

A Tabela 7 é utilizada para consulta do coeficiente de atrito entre cabo e bainha.

Tabela 7 - Coeficientes de atrito entre cabo e bainha

Situação:	μ (1/rad)	K (1/m)
Entre cabo e concreto (sem bainha)	0,50	5×10^{-3}
Entre barras e fios com mossas ou saliências e bainha metálica	0,30	3×10^{-3}
Entre fios lisos ou cordoalhas e bainhas metálicas	0,20	2×10^{-3}
Entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica lubrificada	0,10	1×10^{-3}
Entre cordoalha e bainha de polipropileno lubrificada	0,05	$0,5 \times 10^{-3}$

Fonte: Santos (2015)

O coeficiente de atrito μ vale $0,05 \text{ rad}^{-1}$.

11. Coeficiente de perda por metro provocado por curvaturas não intencionais do cabo(K)

O coeficiente de perda por metro provocado por curvaturas não intencionais do cabo também é obtido através da tabela 6 e assume o valor de $K = 0,5 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$.

12. Traçado do cabo

O cabo é retilíneo e posicionado a fibra inferior do cabo de protensão dista 3cm da sub-base.

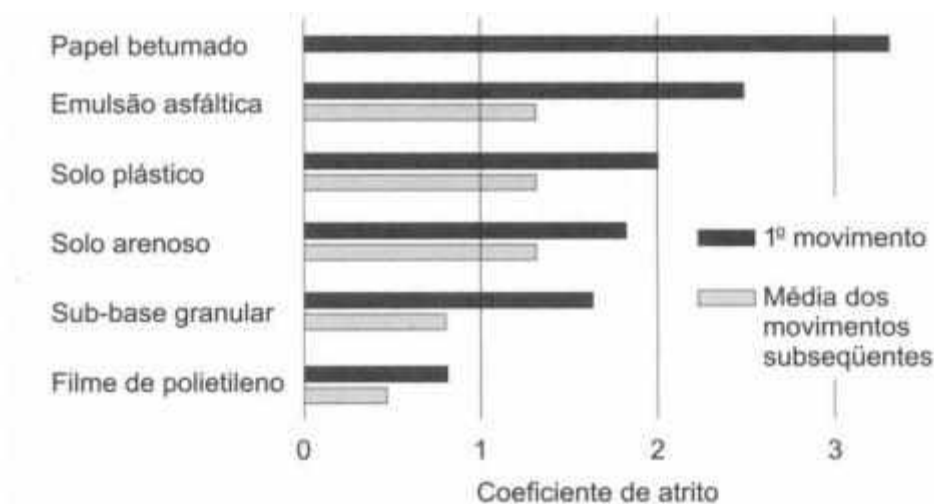
3.5 Dados relativos à sub-base

Os dados necessários são:

1. Coeficiente de atrito entre a sub-base e a placa de concreto

A Figura 24 é utilizada para indicar os coeficientes para diversos tipos de sub-base (f).

Figura 24 - Coeficientes de atrito para diversos tipos de apoio



Fonte: Rodrigues et al., 2006

De acordo com Cunha (2013) os projetistas brasileiros costumam adotar valores entre 1,5 e 2,0. Entretanto, como é considerada uma camada de lona ou filme impermeabilizante entre o concreto compactado com rolo e a placa de concreto de forma que para esse projeto se torna possível adotar um valor de $f = 0,6$.

2. Coeficiente de recalque da sub-base (k)

A Tabela 8 foi retirada de Pitta (1998) e apresenta o coeficiente de recalque no topo do sistema de acordo com o suporte do subleito e espessura da sub-base.

Tabela 8 - Coeficiente no topo do sistema com utilização de concreto compactado com rolo como sub-base

Valor de suporte do subleito		Coeficiente de recalque no topo do sistema (MPa/m), para espessuras de sub-base iguais a		
CBR (%)	K (MPa/m)	10 cm	12,5 cm	15 cm
2	16	65	77	98
3	24	87	101	126
4	30	101	118	145
5	34	111	128	158
6	38	120	138	169
7	41	127	145	177
8	44	133	152	186
9	47	140	159	194
10	49	144	164	199
11	51	148	168	204
12	53	152	173	209
13	54	154	175	211
14	56	158	179	216
15	57	160	182	219
16	59	164	186	224
17	60	166	188	226
18	61	168	190	229
19	62	170	192	231
20	63	172	194	233

Fonte: Pitta (1998)

Para o projeto em questão obteve-se $k = 160 \text{ MPa/m}$

O Anexo A contempla tabelas retiradas de Pitta (1998) e apresentam os coeficientes para outros tipos de sub-base usuais.

3.6 Dados físicos da natureza térmica

1. Variação de temperatura ao longo da espessura

De acordo com Vasconcelos (1979) apud Santos (2015) a variação de temperatura ao longo da espessura do concreto vale $0,5 \text{ }^{\circ}\text{C/m}$ (aquecimento superior).

2. Coeficiente de dilatação térmica do concreto (α)

De acordo com a NBR 6118 (2014) tem-se $\alpha = 10^{-5} \text{ (}^{\circ}\text{C)}^{-1}$.

3.7 Cálculo da tensão de protensão inicial (σ_{pi})

De acordo com o item 9.6.1.2.1 da NBR 6118:2014 tem-se duas equações para cordoalhas engraxadas e deve-se usar o menor valor obtido.

$$\sigma_{pi} = 0,80 \times f_{ptk} = 0,80 \times 1900 = 1520 \text{ MPa} \quad (28)$$

$$\sigma_{pi} = 0,88 \times f_{pyk} = 0,88 \times 1710 = 1504,8 \text{ MPa} \quad (29)$$

Portanto, $\sigma_{pi} = 1504,8 \text{ MPa}$.

3.8 Área de aço de protensão por metro de largura (A_p)

O raciocínio para cálculo da área de protensão por metro foi calcular quantas cordoalhas vão em um metro e fazer a multiplicação pela área de cordoalha.

$$A_p = 100 \times 1,01 \times 10^{-4} / 60 \quad (30)$$

$$A_p = 1,683 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \quad (31)$$

3.9 Força inicial de protensão na extremidade da cordoalha (P_i)

$$P_i = A_p \times \sigma_{pi} \quad (31)$$

$$P_i = 1,683 \times 10^{-4} \times 1504,8 \times 10^6 = 253,26 \text{ kN/m} \quad (32)$$

3.10 Considerações de cálculo

Conforme Vasconcelos (1979) apud Santos (2015), a protensão deve ser estudada para dois casos limites no pavimento: o meio da placa e o ponto de repouso.

O meio da placa por ser o local onde ocorrerão as mínimas tensões na armadura ativa e no concreto devido às perdas de protensão. Dessa forma, é possível concluir que se a força de protensão for suficiente nessa região também será no restante do pavimento.

O ponto de repouso é o local onde ocorrem as máximas tensões na armadura e no concreto. Almeida Filho (2002) indica que quando um cabo é protendido, a força não fica constante ao longo do cabo devido às perdas.

3.11 Situação no meio da placa

3.11.1 Perdas por atrito entre o cabo de protensão e a bainha

A equação foi retirada da NBR 6118, item 9.6.3.3.2.2:

$$\Delta P_{(x)} = P_i \times [1 - e^{-(\mu \sum a + Kx)}] \quad (33)$$

Em que:

P_i é a força inicial de protensão na cordoalha,

μ é o coeficiente de atrito entre o cabo e a bainha,

$\sum a$ é a soma dos ângulos de desvios entre a ancoragem e o ponto abscissa x , [rad],

K é o coeficiente de perda por metro provocado por curvaturas não intencionais do cabo

x é a abscissa do ponto onde se calcula ΔP , medida a partir da ancoragem, [m]

Como definido anteriormente μ vale $0,05 \text{ rad}^{-1}$, $K = 0,5 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ e $P_i = 253,26 \text{ kN/m}$. O valor de $\sum a$ é zero, visto que o posicionamento do cabo é retilíneo. E por se tratar do meio da placa trata-se de $x = 25\text{m}$.

Assim:

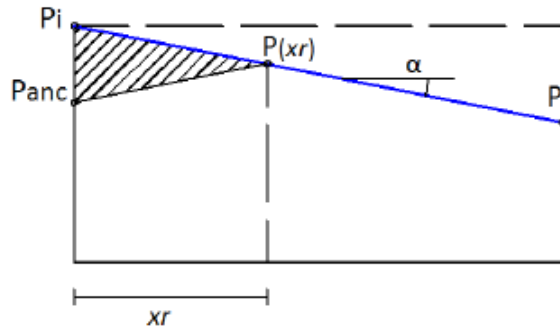
$$\Delta P_{atr(25)} = 253,26 \times [1 - e^{-(0,05 \times 0 + 0,5 \times 10^{-3} \times 25)}] \quad (33)$$

$$\Delta P_{(25)} = 3,14 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (34)$$

3.11.2 Determinação do ponto de repouso (x_r)

Santos (2015) apresenta a Figura 25 em seu trabalho para facilitar a explicação da determinação do ponto de repouso.

Figura 25 - Perdas de protensão no cabo devido ao atrito (linha azul) e perda devido a acomodação das ancoragens



Fonte: Santos (2015)

A inclinação α apresentada na Figura 25 vale:

$$\alpha = \frac{\Delta P_{atr}}{L/2} = 3,14/25 = 0,1256. \quad (33)$$

Santos (2015) ainda define “como o efeito da acomodação das ancoragens é equilibrado pelo atrito dentro das bainhas, a reta inclinada inferior que define o triângulo possui a mesma inclinação superior, assim o triângulo é isósceles.”

A área do triângulo vale:

$$A_{tr} = E_p \times A_p \times \delta \quad (34)$$

Em que:

E_p é o módulo de elasticidade do aço de protensão, [N/m²]

A_p é a área de aço de protensão por metro de largura, [m²/m]

δ é o retorno do cabo por acomodação da ancoragem [m]

De acordo com Nakamura (2012) o retorno do cabo por acomodação da ancoragem varia de 5 a 8 mm. Adotou-se $\delta = 6$ mm para o trabalho em questão.

Assim, chega-se em:

$$E_p \times A_p \times \delta = \Delta P_{atr} \times x_r^2 / L/2 \quad (35)$$

$$x_r = \sqrt{\frac{E_p \times A_p \times \delta \times L}{2 \times \Delta P_{atr}}} \quad (36)$$

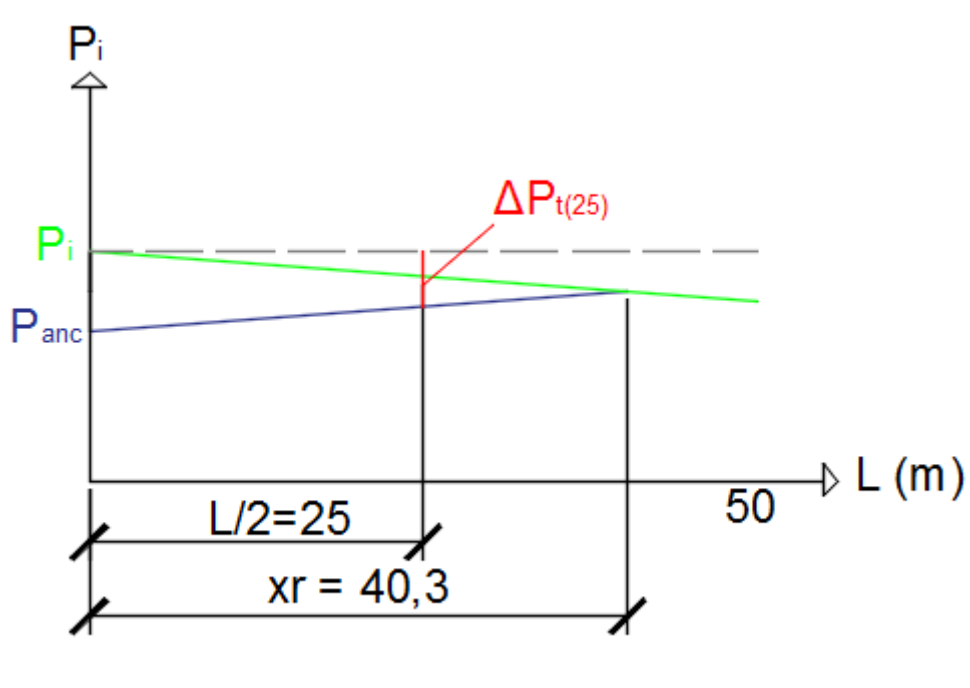
$$x_r = \sqrt{\frac{202 \times 10^9 \times 1,683 \times 10^{-4} \times 6 \times 10^{-3} \times 50}{2 \times 3,14 \times 10^3}} = 40,30 \text{ m} \quad (37)$$

Com esse resultado de ponto de repouso percebe-se que a perda devido a acomodação da ancoragem influencia na seção do meio de placa e será calculado a seguir.

3.11.3 Perda devido à acomodação da ancoragem

Para estimar a perda devido a acomodação da ancoragem será feita uma relação de triângulos que é apresentada na Figura 26. A relação de triângulos consiste em afirmar que a inclinação da reta que representa a força de protensão considerando perda devido ao atrito (reta verde) tem inclinação similar a reta que considera a perda de protensão na ancoragem e cresce em função do atrito (reta azul).

Figura 26 - Perda de protensão ao longo do comprimento da placa



Fonte: autor (2017)

O valor de $\Delta P_{anc}(0)$ pode ser calculado por:

$$\Delta P_{anc}(0) = 2 \times \alpha \times x_r = 2 \times 0,1256 \times 40,3 = 10,12 \text{ kN/m.} \quad (38)$$

3.11.4 Considerações sobre as perdas por atrito e devido à acomodação da ancoragem

A perda devido à acomodação da ancoragem decresce ao longo da placa de concreto uma vez que a perda por atrito tenta compensá-la e o valor resultante é nulo quando se chega ao ponto de repouso. A Figura 26 também é utilizada para explicitar o raciocínio do valor de perda da força de protensão na situação de meio de placa.

O valor $\Delta P_{t(25)}$ é a perda total de protensão (considerando apenas atrito e perda devido à acomodação da ancoragem), o valor de $\Delta P_{t(25)}$ é obtido, fazendo:

$$\Delta P_{t(25)} = \Delta P_{anc}(0) - \Delta P_{(25)} = 10,12 - 3,14 = 6,98 \frac{kN}{m} \quad (39)$$

Nota-se que a partir do ponto de repouso a força de atrito passa a atuar reduzindo a protensão dos cabos.

3.11.5 – Perdas pelo encurtamento imediato do concreto

A norma NBR 6118:2014 no item 9.6.3.3.2.1 explicita que a protensão dos cabos provoca uma deformação imediata no concreto e, conseqüentemente, um afrouxamento dos cabos protendidos anteriormente.

A perda de protensão no cabo é dada por (ΔP_{ela}) que é obtida por:

$$\Delta P_{ela} = \Delta \sigma_p \times A_p. \quad (40)$$

A equação apresentada na norma para a perda média de protensão, por cabo, devido ao encurtamento imediato é:

$$\Delta \sigma_p = \frac{\alpha_p (\sigma_{cp} + \sigma_{cg})(n - 1)}{2n} \quad (41)$$

Sendo que:

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{CS}} = \frac{202 \times 10^9}{29,4 \times 10^9} = 6,87 \quad (42)$$

$$\sigma_{c,p0g} = -P_a \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p^2}{I_c} \right) - \frac{M_g \times e_p}{I_c} \quad (43)$$

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1,0 \times 0,1^3}{12} = 8,33 \times 10^{-5} m^4 \quad (44)$$

$$A_c = b \times h = 1,0 \times 0,1 = 0,1 m^2 \quad (45)$$

$$P_a = P_i - \Delta P_{t(25)} = 253,26 - 6,98 = 246,28 kN/m \quad (46)$$

Onde:

A_c área da seção transversal do concreto;

b largura unitária da placa;

e_p excentricidade do cabo resultante em relação ao baricentro da seção do concreto;

h espessura do pavimento;

I_c momento central de inércia do concreto;

M_g momento fletor no pavimento provocado pelo peso próprio;

n número de grupos de cabos;

P_a força de protensão após as perdas por atrito e acomodação das ancoragens;

α_p relação entre E_p e E_{CS} ;

$\sigma_{c,p0g}$ tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, provocada pela protensão e pela carga mobilizada no instante t_0 ;

ΔP_{anc} perda de protensão por acomodação das ancoragens;

ΔP_{ela} perda de protensão por encurtamento imediato do concreto

A parcela M_g vale 0, uma vez que a placa está continuamente apoiada sobre a sub-base e, portanto, não há peso próprio gerando flexão.

Assim:

$$\sigma_{c,p0g} = -\frac{246,28}{10^3} \left(\frac{1}{0,1} + \frac{0,0165^2}{8,33 \times 10^{-5}} \right) - 0 = 3,27 \text{ MPa} \quad (47)$$

$$\Delta \sigma_p = \frac{6,87 \times 3,27 \times (1,67 - 1)}{2 \times 1,67} = 4,51 \text{ MPa} \quad (48)$$

$$\Delta P_{ela} = \Delta \sigma_p \times A_p = 4,51 \times 10^6 \times 1,683 \times 10^{-4} = 0,76 \text{ kN/m} \quad (49)$$

3.11.6 – Força de protensão no meio da placa, no instante t_0

$$P_0 = P_i - \Delta P_{t(25)} - \Delta P_{ela} \quad (50)$$

$$P_0 = 253,26 - 6,98 - 0,76 = 245,52 \frac{kN}{m} \quad (51)$$

3.11.7 Tensão no aço no meio da placa no instante t_0

$$\sigma_{p0} = \frac{P_0}{A_p} = \frac{245,52 \times 10^3}{1,683 \times 10^{-4}} = 1458,82 \text{ MPa} \quad (52)$$

3.11.8 Tensão no concreto no nível do cabo no instante t_0

$$\sigma_{c,p0g}^* = -P_0 \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p^2}{I_c} \right) \quad (53)$$

Em que:

$\sigma_{c,p0g}^*$ é a tensão no concreto no nível do cabo no instante t_0 com consideração da perda por atrito, encurtamento imediato do concreto e acomodação das ancoragens.

$$\sigma_{c,p0g}^* = -\frac{245,52}{10^3} \left(\frac{1}{0,1} + \frac{0,0165^2}{8,33 \times 10^{-5}} \right) = 3,26 \text{ MPa} \quad (54)$$

3.11.9 Verificação do concreto no ato da protensão

Durante a operação de protensão não pode ocorrer o esmagamento do concreto. Dessa forma para se evitar o esmagamento do concreto as tensões são verificadas nas extremidades superior e inferior do pavimento (tensões críticas).

É verificado pelo item 17.2.4.3.2 da NBR 6118:2014, que impõe duas condições, $\sigma_c \leq 0,7 \times f_{ck,0}$ e $\sigma_t \leq 1,2 \times f_{ctm,0}$, onde σ_c corresponde a tensão máxima de compressão na seção de concreto e σ_t a tensão máxima de tração na seção de concreto.

Santos (2015) calcula:

$$\sigma_{cp1} = -\gamma_p \times P_0 \times \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_1} \right) \quad (55)$$

$$\sigma_{cp2} = -\gamma_p \times P_0 \times \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_2} \right) \quad (56)$$

De acordo com o item 17.2.4.3.1 tem-se $\gamma_p = 1,1$ (pós tração). Caso fosse pré-tração o valor de γ_p seria 1,0.

$$W_1 = -W_2 = -\frac{b \times h^2}{6} = -\frac{1 \times 0,1^2}{6} = -1,67 \times 10^{-3} \text{ m}^3 \quad (57)$$

Para o projeto em questão estimou-se aplicação de 30% da carga de protensão para idade $t_0 = 1$ dia

Assim,

$$\sigma_{cp1} = -1,1 \times \frac{245,52}{10^3} \times 0,3 \left(\frac{1}{0,1} + \frac{-0,0165}{-1,67 \times 10^{-3}} \right) = -1,61 \text{ MPa} \quad (58)$$

$$\sigma_{cp2} = -1,1 \times \frac{245,52}{10^3} \times 0,3 \left(\frac{1}{0,1} + \frac{-0,0165}{1,67 \times 10^{-3}} \right) = -0,01 \text{ MPa} \quad (59)$$

Como ambos esforços são de compressão no concreto é preciso verificar apenas que o maior valor é inferior a 70 % da resistência característica para a idade referenciada (1 dia). Assim:

$$\sigma_{cp1} = 1,61 \text{ MPa} < 0,7 \times 11,97 = 8,379 \text{ MPa} \quad (60)$$

3.11.10 Perdas progressivas de protensão

As perdas progressivas de protensão para cordoalhas engraxadas, isto é, protensão não aderente não são explicitadas na NBR 6118 (2014). Diante disso, buscou-se Real (2012) e Faria (2016), as perdas progressivas da protensão não aderente decorrem dos mesmos fatores da protensão aderente, são eles:

- Perda por retração do concreto

$$\Delta\sigma_{ps} = E_p \times \varepsilon_{cs}(t, t_0) \quad (61)$$

Em que:

E_p é o módulo de elasticidade do aço de protensão;

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ retração no instante t, descontada a retração até o instante t_0 ;

$$\Delta\sigma_{ps} = 202 \times 10^9 \times 0,00053 = 107,06 \text{ MPa} \quad (62)$$

- Perda por fluência do concreto

$$\Delta\sigma_{cc} = \alpha_p \times \varphi(t, t_0) \times \sigma_{c,p0g} \quad (63)$$

α_p é relação entre E_p e E_{cs} ;

$\varphi(t, t_0)$ coeficiente de fluência do concreto no instante t para a protensão e carga permanente até o instante t_0 ;

$\sigma_{c,p0g}$ é a tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, provocada pela protensão e pela carga mobilizada no instante t_0 ;

$$\Delta\sigma_{cc} = 6,87 \times 4,6 \times 3,26 = 103,02 \text{ MPa} \quad (64)$$

- Perda por relaxação do aço de protensão

$$\Delta\sigma_{pc}(t_\infty, t_0) = \Psi(t, t_0) \times \sigma_{p0} \quad (65)$$

$\Psi(t, t_0)$ é o coeficiente de relaxação do aço no instante t para protensão e carga permanente mobilizada no instante t_0 ;

σ_{p0} é a tensão na armadura de protensão após as perdas imediatas de protensão;

De acordo com a NBR 6118:2014 o coeficiente de relaxação varia de acordo com a carga aplicada. Para o meio da placa tem-se $\sigma_{p0} = 1436,5 \text{ MPa}$ que representa 0,75% de f_{ptk} (1900 MPa). A Tabela 12 é utilizada para encontrar $\Psi(t, t_0)$.

Tabela 9 - Coeficiente de relaxação do aço Ψ (1000)

σ_{p0}	Cordoalhas		Fios		Barras
	RN	RB	RN	RB	
0,5 f_{ptk}	0	0	0	0	0
0,6 f_{ptk}	3,5	1,3	2,5	1,0	1,5
0,7 f_{ptk}	7,0	2,5	5,0	2,0	4,0
0,8 f_{ptk}	12,0	3,5	8,5	3,0	7,0
Em que: RN é relaxação normal; RB é relaxação baixa;					

Fonte: ABNT (2014) adaptado

Para $\sigma_{p0} = 0,75 f_{ptk}$, interpola-se e é obtido $\Psi_{1000} = 3$.

$$\Psi(t_{\infty}, t_0) = 2,5 \times 3 = 7,5\%. \quad (66)$$

$$\Delta\sigma_{pc}(t_{\infty}, t_0) = \Psi(t, t_0) \times \sigma_{p0} \quad (67)$$

$$\Delta\sigma_{pc}(t_{\infty}, t_0) = \frac{7,5}{100} \times 1458,82 = 109,41 \text{ MPa} \quad (68)$$

O total das perdas progressivas é dado por:

$$\Delta\sigma_p(t_{\infty}, t_0) = \Delta\sigma_{ps} + \Delta\sigma_{cc} + \Delta\sigma_{pc} = 107,06 + 103,02 + 109,41 \quad (69)$$

$$\Delta\sigma_p(t_{\infty}, t_0) = 319,49 \text{ MPa} \quad (70)$$

3.11.11 Tensão de protensão no aço em t_{∞}

A tensão de protensão no aço em t_{∞} é calculado por:

$$\Delta\sigma_p(t_\infty) = \sigma_{p0} + \Delta\sigma_p(t_\infty, t_0) \quad (71)$$

Em que:

$\sigma_p(t_\infty)$ é a tensão de protensão no aço;

σ_{p0} é a tensão de protensão no aço no instante t_0 ;

$\Delta\sigma_p(t_\infty, t_0)$ é o somatório dos decréscimos de tensão no aço do instante t_0 até o instante t_∞ ;

$$\sigma_p(t_\infty) = 1458,82 - 319,49 = 1139,33 \text{ MPa} \quad (72)$$

3.11.12 Força de protensão em t_∞

A força de protensão em t_∞ é calculada por:

$$P_\infty = \sigma_p(t_\infty) \times A_p \quad (73)$$

Em que:

P_∞ é a força de protensão em t_∞ ;

$$P_\infty = 1139,33 \times 10^3 \times 1,683 \times 10^{-4} = 191,75 \text{ kN/m} \quad (74)$$

De acordo com Faria (2016) é possível estimar as perdas por encurtamento do concreto, fluência do concreto e relaxação do aço em 15 % da protensão inicial, entretanto, para o caso em questão percebe-se que o valor de 15 % não representa a parcela dessas perdas que representam 21% da tensão inicial aplicada.

Diante dessa verificação quando não for possível realizar os cálculos recomenda-se estimar em 20 % a fim de estabelecer um valor mais próximo do real.

3.11.13 Tensão no concreto no nível da armadura em t_{∞}

A tensão no concreto no nível da armadura em t_{∞} é calculada por:

$$\sigma_c(t_{\infty}) = -P_{\infty} \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p^2}{I_c} \right) \quad (75)$$

$$\sigma_c(t_{\infty}) = -\frac{191,75}{10^3} \left(\frac{1}{0,1} + \frac{0,0165^2}{8,33 \times 10^{-5}} \right) = -2,54 \text{ MPa} \quad (76)$$

3.11.14 Cálculo do alongamento do cabo (ΔL)

O alongamento do cabo é obtido com a os dados apresentados na Figura 25 e Figura 26, utiliza-se a área do trapézio formado pelos pontos (0,0), (0, P_i), (50, $P_i - \Delta P_{(50)}$), (50,0) apresentados na Figura 26. $\Delta P_{(50)}$ foi calculado através da inclinação da reta $\alpha = 0,1256$. (Figura 18)

Assim: $\Delta P_{(50)} = 6,28 \text{ kN/m}$. Logo, os pontos são:

(0,0) (0; 253,26) (50; 246,98) (50,0)

Dessa forma a área do trapézio é de $A = 12506 \text{ kN} \times \text{m/m}$.

Essa área pode ser igualada pela lei de Hooke ao módulo de elasticidade do aço que multiplica a área de aço por metro da seção e ao alongamento do cabo. Assim, tem-se:

$$E_p \times A_p \times \Delta L = A = 12506 \quad (77)$$

$$\Delta L = \frac{12506 \times 10^3}{202 \times 10^9 \times 1,683 \times 10^{-4}} = 0,368 \text{ m} \quad (78)$$

3.12 Situação no ponto de repouso (xr)

O roteiro de cálculo para o ponto de repouso é semelhante ao ponto da seção do meio da placa, entretanto, no ponto de repouso a força de protensão é máxima, pois a perda por atrito “anula” a perda por acomodação da ancoragem.

3.12.1 Perdas por atrito entre o cabo de protensão e a bainha

A Figura 26 é indica a inclinação α (calculada na seção 4.11.3). A inclinação α é utilizada para calcular a perda por atrito entre o cabo de protensão e a bainha na seção do ponto de repouso.

$$\Delta P_{(40,3)} = \alpha \times 40,3 = 0,1256 \times 40,53 = 5,09 \frac{kN}{m} \quad (79)$$

3.12.2 – Perdas pelo encurtamento imediato do concreto

A perda de protensão no cabo pelo encurtamento imediato do concreto (ΔP_{ela}) é dada por:

$$\Delta P_{ela} = \Delta \sigma_p \times A_p \quad (80)$$

A equação apresentada na norma para a perda média de protensão, por cabo, devido ao encurtamento imediato é:

$$\Delta \sigma_p = \frac{\alpha_p (\sigma_{cp} + \sigma_{cg})(n - 1)}{2n} \quad (81)$$

Sendo que:

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{CS}} = \frac{202 \times 10^9}{29,4 \times 10^9} = 6,87 \quad (82)$$

$$\sigma_{c,p0g} = -P_a \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p^2}{I_c} \right) - \frac{M_g \times e_p}{I_c} \quad (83)$$

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1,0 \times 0,1^3}{12} = 8,33 \times 10^{-5} m^4 \quad (84)$$

$$A_c = b \times h = 1,0 \times 0,1 = 0,1 m^2 \quad (85)$$

$$P_a = P_i - \Delta P_{(40,3)} = 253,26 - 5,09 = 248,17 kN/m \quad (86)$$

Assim:

$$\sigma_{c,p0g} = -\frac{248,17}{10^3} \left(\frac{1}{0,1} + \frac{0,0165^2}{8,33 \times 10^{-5}} \right) - 0 = 3,29 \text{ MPa} \quad (87)$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{6,87 \times 3,29 \times (1,67 - 1)}{2 \times 1,67} = 4,53 \text{ MPa} \quad (88)$$

$$\Delta P_{ela} = \Delta\sigma_p \times A_p = 4,53 \times 10^6 \times 1,683 \times 10^{-4} = 0,76 \text{ kN/m} \quad (89)$$

3.12.3 – Força de protensão no meio da placa, no instante t_0

Para o ponto de repouso não há perda por ancoragem e, portanto, a equação fica:

$$P_0 = P_i - \Delta P_{(xr)} - \Delta P_{ela} \quad (90)$$

$$P_0 = 253,26 - 5,09 - 0,76 = 247,41 \text{ kN/m} \quad (91)$$

3.12.4 Tensão no aço no meio da placa no instante t_0

$$\sigma_{p0} = \frac{P_0}{A_p} = \frac{247,41 \times 10^3}{1,683 \times 10^{-4}} = 1470,05 \text{ MPa} \quad (91)$$

3.12.5 Tensão no concreto no nível do cabo no instante t_0

$$\sigma_{c,p0g}^* = -P_0 \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p^2}{I_c} \right) \quad (92)$$

$$\sigma_{c,p0g}^* = -\frac{247,41}{10^3} \left(\frac{1}{0,1} + \frac{0,0165^2}{8,33 \times 10^{-5}} \right) = 3,28 \text{ MPa} \quad (93)$$

3.12.6 Verificação do concreto no ato da protensão

$$\sigma_{cp1} = -\gamma_p \times P_0 \times \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_1} \right) \quad (94)$$

$$\sigma_{cp1} = -1,1 \times \frac{247,41}{10^3} \times 0,3 \left(\frac{1}{0,1} + \frac{-0,0165}{-1,67 \times 10^{-3}} \right) = -1,62 \text{ MPa} \quad (95)$$

$$\sigma_{cp2} = -\gamma_p \times P_0 \times \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_2} \right) \quad (96)$$

$$\sigma_{cp2} = -1,1 \times \frac{247,41}{10^3} \times 0,3 \left(\frac{1}{0,1} + \frac{-0,0165}{1,67 \times 10^{-3}} \right) = -0,01 \text{ MPa} \quad (97)$$

Compara-se σ_{cp1} com 70 % da resistência característica para a idade referenciada (1 dia).

$$\sigma_{cp1} = 1,62 < 0,7 \times 11,97 = 8,379 \text{ MPa} \quad (98)$$

Como 70% da resistência característica para a idade referenciada é maior que σ_{cp1} é possível afirmar que o concreto não sofre esmagamento durante a primeira etapa de protensão

3.12.7 Perdas progressivas de protensão

- Perda por retração do concreto

Como a perda por retração do concreto não tem influência da carga de protensão

$$\Delta\sigma_{ps} = 202 \times 10^9 \times 0,00053 = 107,06 \text{ MPa} \quad (99)$$

- Perda por fluência do concreto

$$\Delta\sigma_{cc} = \alpha_p \times \varphi(t, t_0) \times \sigma_{c,p0g} \quad (100)$$

Em que:

α_p é relação entre E_p e E_{cs} ;

$\varphi(t, t_0)$ coeficiente de fluência do concreto no instante t para a protensão e carga permanente até o instante t_0 ;

$\sigma_{c,p0g}$ é a tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, provocada pela protensão e pela carga mobilizada no instante t_0 ;

$$\Delta\sigma_{cc} = 6,87 \times 4,6 \times 3,28 = 103,65 \text{ MPa} \quad (101)$$

- Perda por relaxação do aço de protensão

$$\Delta\sigma_{pc}(t_{\infty}, t_0) = \Psi(t, t_0) \times \sigma_{p0} \quad (101)$$

Onde:

$\Psi(t, t_0)$ é o coeficiente de relaxação do aço no instante t para protensão e carga permanente mobilizada no instante t_0 ;

σ_{p0} é a tensão na armadura de protensão após as perdas imediatas de protensão;

Conhecer a relação de σ_{p0} e f_{ptk} é necessário para utilizar a Tabela 11 e conhecer o valor de $\Psi(1000)$.

$$\Delta \frac{\sigma_{p0}}{f_{ptk}} = \frac{1436,5}{1900} = 0,75 \quad (102)$$

Para $\sigma_{p0} = 0,75 \times f_{ptk}$ tem-se $\Psi(1000) = 2,5$. (interpolando valores da tabela 11).

Com isso:

$$\Psi(t, t_0) = 3 \times \Psi(1000) = 3 \times 2,5 = 7,5 \quad (103)$$

$$\Delta\sigma_{pc}(t_{\infty}, t_0) = \frac{7,5}{100} \times 1470,05 = 110,25 \text{ MPa} \quad (104)$$

O total das perdas progressivas é dado por:

$$\Delta\sigma_p(t_{\infty}, t_0) = \Delta\sigma_{ps} + \Delta\sigma_{cc} + \Delta\sigma_{pc} \quad (105)$$

$$\Delta\sigma_p(t_{\infty}, t_0) = 107,06 + 103,65 + 110,25 = 320,96 \text{ MPa} \quad (106)$$

3.12.8 Tensão de protensão no aço (ponto de repouso) em t_{∞}

$$\sigma_p(t_{\infty}) = \sigma_{p0} + \Delta\sigma_p(t_{\infty}, t_0) \quad (107)$$

$$\sigma_p(t_{\infty}) = 1470,05 - 320,96 = 1149,09 \text{ MPa} \quad (108)$$

3.12.9 Força de protensão em t_{∞}

$$P_{\infty} = \sigma_p(t_{\infty}) \times A_p \quad (109)$$

$$P_{\infty} = 1149,09 \times 1,683 \times 10^{-4} = 193,39 \text{ kN/m} \quad (110)$$

3.12.10 Tensão no concreto no nível da armadura em t_{∞}

$$\sigma_c(t_{\infty}) = -P_{\infty} \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p^2}{I_c} \right) \quad (111)$$

$$\sigma_c(t_{\infty}) = -\frac{193,39}{10^3} \left(\frac{1}{0,1} + \frac{0,0165^2}{8,33 \times 10^{-5}} \right) = -2,57 \text{ MPa} \quad (112)$$

3.13 Cálculo da perda por atrito com a sub-base

Segundo Vasconcelos (1979) apud Santos (2015) o atrito com a sub-base pode causar uma perda de até 45 % da protensão no meio da placa. Schmid (2005) apresenta que o comprimento ideal para pavimentos está entre 150 e 100 m, uma vez que quanto maior o comprimento, maior a perda por atrito com a sub-base.

A lona plástica utilizada entre a sub-base apresenta tanto a função de evitar a perda de água e material fino durante a concretagem como reduzir o atrito com a sub-base. Cunha (2013) cita o uso de lona dupla de polietileno para atuar como camada deslizante.

A perda por atrito é calculada por:

$$F_{a(x)} = x \times \gamma_{concreto} \times h \times f \quad (113)$$

Em que:

$F_{a(x)}$ é a força de atrito calculada para um ponto x do comprimento da placa [kN/m];

x é a distância do ponto escolhido ao início da placa [m];

$\gamma_{concreto}$ é o peso específico do concreto [kN/m³];

h é a espessura do pavimento [m];

f é o coeficiente de atrito entre a sub-base e a placa de concreto.

O coeficiente de atrito para o projeto em questão adotado foi de 0,6 visto que se recomenda o uso do filme de polietileno entre a sub-base e a placa. Assim, obtemos:

$$F_{a(25)} = 25 \times 25 \times 0,1 \times 0,6 = 37,5 \text{ kN/m (mei oda placa)} \quad (114)$$

$$F_{a(40,3)} = 40,3 \times 25 \times 0,1 \times 0,6 = 60,45 \text{ kN/m (ponto de repouso)} \quad (115)$$

3.14 Momento de fissuração

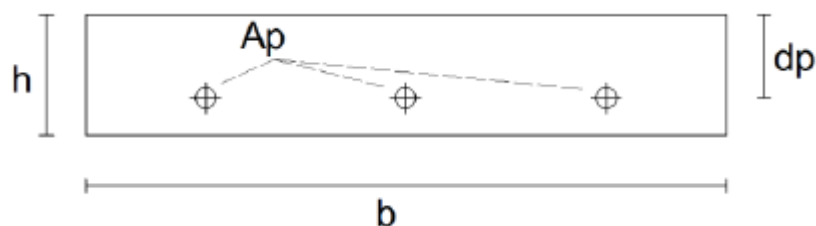
O momento de fissuração é utilizado para comparação com o momento de serviço. Quando o momento de serviço atinge o valor do momento de fissuração o concreto estará sujeito a um esforço de tração do mesmo valor da sua resistência à tração na flexão e, portanto, estará sujeito a abertura de fissuras.

Os cálculos para encontrar o momento de fissuração são listados abaixo e foram realizados com auxílio de uma planilha do Excel® e estão nos Apêndices B e C.

3.14.1 Dados referentes à seção transversal

A Figura 27 é utilizada para facilitar o entendimento dos dados.

Figura 27 - Dados da seção transversal



Fonte: Santos (2015)

São calculados:

$$A_c = b \times h \quad (116)$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c} \quad (117)$$

$$\delta = \frac{d_p}{h} \quad (118)$$

Em que:

A_c é a área de concreto;

ρ_p é a relação entre a área de aço de protensão e a área de concreto;

δ é a relação entre a altura útil da placa e a altura total (espessura do pavimento);

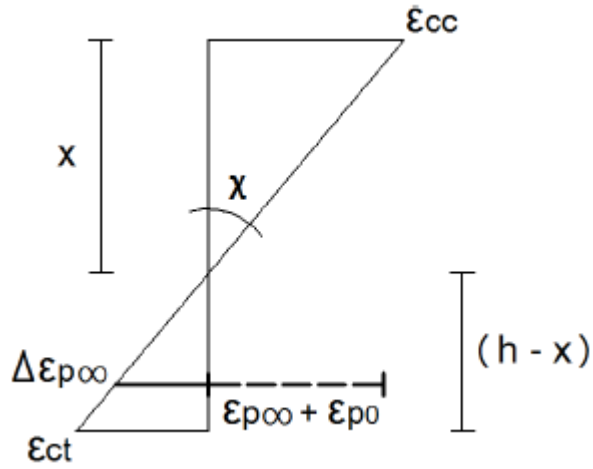
d_p é a altura útil da placa;

O procedimento apresentado nos itens 4.14.2 ao item 4.14.7 é para o cálculo do momento de fissuração para protensão aderente. O procedimento de cálculo para a protensão não aderente é apresentado no item 4.14.8.

3.14.2 Dados a respeito das deformações – protensão aderente

As deformações no concreto e no aço são apresentadas na Figura 28. As equações a respeito das deformações são apresentadas em sequência e utilizam os parâmetros apresentados na Figura 28.

Figura 28 - Deformações no concreto e no aço



Fonte: Santos (2015)

$$\varepsilon_{cc} = \chi \times x \quad (119)$$

$$\varepsilon_{ct} = \chi \times (h - x) \quad (120)$$

$$\xi = \frac{x}{h} \quad (121)$$

$$\Delta\varepsilon_{p\infty} = \chi \times (d_p - x) \quad (122)$$

Onde:

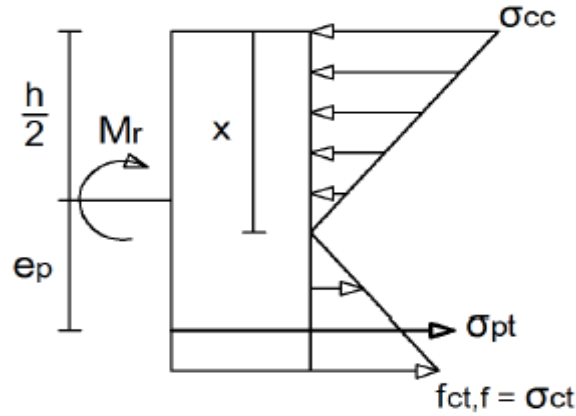
χ é a curvatura da seção transversal;

ξ é a posição adimensional da linha neutra;

3.14.3 Dados a respeito das tensões – protensão aderente

A ilustração das tensões no concreto e no aço são apresentadas na Figura 29.

Figura 29 - Tensões no concreto e no aço



Fonte: Santos (2015)

$$\sigma_{cc} = E_{cs} \times \varepsilon_{cc} = E_{cs} \times \chi \times x \quad (123)$$

$$\sigma_{pt} = E_p (\varepsilon_{p\infty} + \varepsilon_{p0} + \Delta\varepsilon_{p\infty}) \quad (124)$$

$$\varepsilon_{p\infty} + \varepsilon_{p0} = \varepsilon_{pn} \quad (125)$$

$$\varepsilon_{p\infty} = \frac{P_{\infty}}{E_p \times A_p} = \frac{\sigma_{p\infty}}{E_p} \quad (126)$$

$$\varepsilon_{p0} = \sigma_{c,p0g} / E_{cs} \quad (127)$$

Em que:

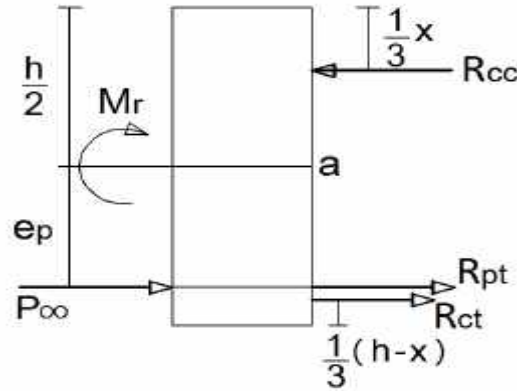
$\sigma_{p\infty}$ é a tensão no aço de protensão após todas as perdas de protensão;

ε_{p0} é a deformação inicial do aço;

3.14.4 Dados a respeito das resultantes das tensões – protensão aderente

A ilustração das resultantes no concreto e no aço são apresentadas na Figura 30.

Figura 30 - Resultantes no aço e concreto



Fonte: Santos (2015)

$$R_{cc} = \frac{1}{2} \sigma_{cc} \times b \times x \quad (128)$$

$$R_{cc} = \frac{1}{2} E_{cs} \times \chi \times x \times b \times x \quad (129)$$

$$R_{cc} = \frac{1}{2} E_{cs} \times \chi \times b \times x^2 \quad (130)$$

$$R_{ct} = \frac{1}{2} \sigma_{ct} \times b \times (h - x) \quad (131)$$

$$R_{ct} = \frac{1}{2} f_{ct,f} \times b \times (h - x) \quad (132)$$

$$R_{pt} = \sigma_{pt} \times A_p \quad (133)$$

3.14.5 Equilíbrio de forças – protensão aderente

$$\sum F_x = 0 \quad (134)$$

$$R_{cc} - R_{ct} - R_{pt} = 0 \quad (135)$$

$$\frac{1}{2} E_{cs} \times \chi \times b \times x^2 - \frac{1}{2} f_{ct,f} \times b \times (h - x) - \sigma_{pt} \times A_p = 0 \quad (136)$$

Tem-se que:

$$\chi = \frac{f_{ct,f}/E_{cs}}{(h-x)} \quad (137)$$

$$\frac{1}{2}f_{ct,f} \times b \times \frac{x^2}{(h-x)} - \frac{1}{2}f_{ct,f} \times b \times (h-x) - \sigma_{pt} \times A_p = 0 \quad (138)$$

$$\frac{1}{2}f_{ct,f} \times b \times \left[\frac{x^2}{(h-x)} - (h-x) \right] - E_p \left[\frac{\sigma_{p\infty}}{E_p} + \frac{\sigma_{c,p0g}}{E_{cs}} + \frac{f_{ct,f}}{E_{cs}(h-x)} \times (d_p - x) \right] \times A_p = 0 \quad (139)$$

Multiplicando por $(h-x)$:

$$\frac{1}{2}f_{ct,f} \times b \times [h(-h+2x)] - [\sigma_{p\infty} + \alpha_p \times \sigma_{c,p0g}](h-x)A_p - \alpha_p \times f_{ct,f} \times (d_p - x)A_p = 0 \quad (140)$$

Dividindo membro a membro por $\left(\frac{1}{2}f_{ct,f} \times b\right)$:

$$[h(-h+2x)] - \frac{2[\sigma_{p\infty} + \alpha_p \times \sigma_{c,p0g}](h-x)A_p}{f_{ct,f} \times b} - 2\frac{\alpha_p \times f_{ct,f} \times (d_p - x)A_p}{f_{ct,f} \times b} = 0 \quad (141)$$

Dividindo membro a membro por (h^2) e fazendo algumas substituições se chega a:

$$\xi_r = \frac{1 + 2 \left[\frac{\sigma_{p\infty}}{f_{ct,f}} + \alpha_p \times \frac{\sigma_{c,p0g}}{f_{ct,f}} \right] \times \rho_p + 2\alpha_p \times \delta \times \rho_p}{2 + 2 \left[\frac{\sigma_{p\infty}}{f_{ct,f}} + \alpha_p \times \frac{\sigma_{c,p0g}}{f_{ct,f}} \right] \times \rho_p + 2\alpha_p \times \delta \times \rho_p} \quad (142)$$

$$x_r = \xi_r \times h \quad (143)$$

$$\chi_r = \frac{f_{ct,f}/E_{cs}}{(h-x_r)} \quad (144)$$

Em que:

α_p é a relação entre o módulo de elasticidade do aço de protensão e o módulo de elasticidade secante do concreto;

ξ_r é a posição adimensional da linha neutra que corresponde ao momento de fissuração;

x_r é a posição da linha neutra que corresponde ao momento de fissuração;

χ_r é a curvatura da seção transversal que corresponde ao momento de fissuração.

3.14.6 Equilíbrio de momento em relação ao centro da seção de concreto – protensão aderente

$$\sum M_a = 0 \quad (145)$$

$$-M_r + R_{cc} \left(\frac{h}{2} - \frac{1x}{3} \right) + R_{ct} \left[\frac{h}{2} - \frac{1}{3}(h-x) \right] + R_{pt} \left(d_p - \frac{h}{2} \right) = 0 \quad (146)$$

Dividindo cada membro por $\frac{b \times h^3}{12} \times \frac{f_{ct,f}}{(h-x)}$ e substituindo $\frac{f_{ct,f}}{(h-x)}$ por $\chi_r \times E_{cs}$, chega-se em:

$$\begin{aligned} \frac{M_r}{E_{cs} \frac{b \times h^3}{12} \chi_r} &= \xi^2(3 - 2\xi) + (1 - \xi)^2(1 + 2\xi) + \\ &+ 12 \left[\frac{\sigma_{p\infty}}{f_{ct,f}} + \alpha_p \times \frac{\sigma_{c,p0g}}{f_{ct,f}} \right] \rho_p \left(\delta - \frac{1}{2} \right) (1 - \xi) + 12\alpha_p \times \rho_p (\delta - \xi) \left(\delta - \frac{1}{2} \right) \end{aligned} \quad (147)$$

A expressão acima é escrita na forma:

$$\frac{M_r}{E_{cs} \frac{b \times h^3}{12} \chi_r} = k_I \quad (148)$$

$$\frac{M_r}{\chi_r} = E_{cs} \frac{b \times h^3}{12} k_I = k_I \times I_c \times E_{cs} \quad (149)$$

Em que:

M_r é o momento de fissuração;

k_I é a rigidez adimensional no estágio I.

3.14.7 Cálculo do momento de fissuração – protensão aderente

Apesar do uso de protensão não aderente neste trabalho, calculou-se o momento de fissuração para quatro situações na protensão aderente que estão listadas a seguir. O procedimento para

protensão aderente foi realizado apenas para verificação dos cálculos e montagem de tabela para permitir posteriores cálculos, visto que, no caso em questão o momento de fissuração deve ser calculado por outro método por se tratar da protensão não aderente. Revela-se, portanto, que o cálculo do momento de fissuração foi para conhecimento e para manter o caráter acadêmico deste trabalho.

1. Seção de meio da placa sem consideração da força de atrito com a sub-base

Protensão inicial: 253,26 kN/m

Perdas imediatas: -7,74 kN/m

Perdas progressivas: -53,77 kN/m

Total: 191,75 kN/m

2. Seção de meio da placa com consideração da força de atrito com a sub-base

Protensão inicial: 253,26 kN/m

Perdas imediatas: -7,74 kN/m

Perdas progressivas: -53,77 kN/m

Atrito com o solo: -37,5 kN/m

Total: 154,25 kN/m

3. Seção do ponto de repouso sem consideração da força de atrito com a sub-base

Protensão inicial: 253,26 kN/m

Perdas imediatas: -5,85 kN/m

Perdas progressivas: -54,02 kN/m

Total: 193,39

4. Seção do ponto de repouso com consideração da força de atrito com a sub-base

Protensão inicial: 253,26 kN/m

Perdas imediatas: -5,85 kN/m

Perdas progressivas: -54,02 kN/m

Atrito com o solo: -60,45 kN/m

Total: 132,94 kN/m

O cálculo foi feito com utilização do Excel® para agilizar o procedimento. A tabela completa é apresentada no Apêndice B e a Tabela 13 é utilizada para apresentar o resumo dos resultados.

Tabela 10 - Momento de fissuração para as situações consideradas

Momento de fissuração	
Situação	Mr (kN/m)
Meio da placa, sem considerar atrito com sub-base	12,09
Meio da placa, considerando atrito com sub-base	10,86
Ponto de repouso, sem considerar atrito com sub-base	12,15
Ponto de repouso, considerando atrito com sub-base	10,16

Fonte: autor (2017)

3.14.8 Cálculo do momento de fissuração – protensão não aderente

O momento de fissuração será calculado para as quatro situações apresentadas na seção 4.14.7 deste trabalho. A equação para cálculo do momento de fissuração para a protensão não aderente foi obtida em Santos (2015):

$$M_r = \left[f_{ct,f} + P_{\infty} \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_1} \right) \right] W_1 \quad (150)$$

$$W_1 = \frac{I_c}{y_1} \quad (151)$$

Em que:

W_1 é o módulo de resistência; [m³]

y_1 é a distância entre a fibra inferior ao eixo central de inércia (ponto médio, no caso); [m]

O resultado do cálculo do momento de fissuração para o pavimento em questão é apresentado na Tabela 14. O Apêndice C contempla a tabela completa utilizada para cálculo do momento de fissuração para protensão não aderente.

Tabela 11 - Momento de fissuração (protensão não aderente)

Momento de fissuração	
Situação	Mr (kN/m)
Meio da placa, sem considerar atrito com sub-base	7,57
Meio da placa, considerando atrito com sub-base	6,64
Ponto de repouso, sem considerar atrito com sub-base	7,61
Ponto de repouso, considerando atrito com sub-base	6,11

Fonte: autor (2017)

3.15 Cálculo das ações

3.15.1 Esforço devido as cargas móveis

Roteiro de cálculo:

- a. Raio de rigidez (l):

$$l = \left[\frac{(E_{CI} \times h^3)}{(12 \times (1 - \nu^2) \times k)} \right]^{0,25} \quad (152)$$

$$E_{CI} [MPa], h [m], k [MPa/m]$$

$$l = \left[\frac{(33,13 \times 10^3 \times 0,1^3)}{(12 \times (1 - 0,2^2) \times 160)} \right]^{0,25} = 0,367 \text{ m} \quad (153)$$

- b. Determinação da área de contato do pneu (A)

$$A_{caminhão} = P_R / q \quad (154)$$

Em que:

P_R é a carga atuante em cada roda [kN];

q é a pressão de calibração do pneu [Pa].

O caminhão é calibrado com a pressão de 70 psi o que equivale a aproximadamente 0,5 MPa. Assim, tem-se:

$$A_{\text{caminhão}} = 22 \times 10^3 / 0,5 \times 10^6 = 0,044 \text{ m}^2 \quad (155)$$

A empilhadeira é calibrada com a pressão de 100 psi o que equivale a aproximadamente a 0,7 MPa. Dessa forma, tem-se:

$$A_{\text{empilhadeira}} = 3,4 \times 10^3 / 0,7 \times 10^6 = 0,005 \text{ m}^2 \quad (156)$$

$$A'_{\text{empilhadeira}} = 1,13 \times 0,005 = 0,00565 \text{ m}^2 \quad (157)$$

c. Valor de r' (raio da circunferência equivalente):

O valor r' para o caminhão vale:

$$r'_{\text{caminhão}} = \left(A_{\text{caminhão}} / \pi \right)^{\frac{1}{2}} \quad (158)$$

$$r'_{\text{caminhão}} = \left(\frac{0,044}{\pi} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (159)$$

$$r'_{\text{caminhão}} = 0,118 \text{ m} \quad (160)$$

Já para a empilhadeira, tem-se:

$$r'_{\text{empilhadeira}} = \left(A_{\text{empilhadeira}} / \pi \right)^{\frac{1}{2}} \quad (161)$$

$$r'_{\text{empilhadeira}} = \left(\frac{0,00565}{\pi} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (162)$$

$$r'_{\text{empilhadeira}} = 0,042 \text{ m} \quad (163)$$

d. Momento fletor

Em conformidade com Meyerhof (1962), para momentos gerados por carga central, tem-se:

$$M = P_R / \left[6 \times \left(1 + \frac{2 \times r'}{l} \right) \right] \quad (164)$$

Em que:

P_R é a carga atuante em uma roda do veículo [kN];

r' é o raio da circunferência equivalente[m];

l é o raio de rigidez da placa[m];

$$M_{caminhão} = P_{R,caminhão} / \left[6 \times \left(1 + \frac{2 \times r'_{caminhão}}{l} \right) \right] \quad (165)$$

$$M_{caminhão} = 22 / \left[6 \times \left(1 + \frac{2 \times 0,118}{0,367} \right) \right] \quad (166)$$

$$M_{caminhão} = 2,23 \text{ kN.m/m} \quad (167)$$

$$M_{empilhadeira} = P_{R,empilhadeira} / \left[6 \times \left(1 + \frac{2 \times r'_{empilhadeira}}{l} \right) \right] \quad (168)$$

$$M_{empilhadeira} = 34 / \left[6 \times \left(1 + \frac{2 \times 0,042}{0,367} \right) \right] \quad (169)$$

$$M_{empilhadeira} = 4,61 \text{ kN.m/m} \quad (170)$$

3.15.2 Esforços devido as cargas distribuídas

As cargas distribuídas são constantemente utilizadas para o dimensionamento dos pavimentos, entretanto, trata-se de uma aproximação que distribui uniformemente toda a carga que apoia sobre o piso. Usualmente, as cargas distribuídas geram um momento negativo nos corredores que superam os momentos positivos. Esse momento negativo varia de acordo com a superposição dos momentos negativos nos corredores, tal superposição varia conforme

as características elásticas da fundação, com a largura do corredor e das áreas com carga distribuída.

O valor máximo de momento negativo é atingido quando a largura do corredor é de $2,2 \times l$ (onde l é o raio de giração da placa de concreto). Packard (1976) apresenta a equação para a situação crítica e ela será utilizada, visto que em muitos projetos não é possível conhecer a disposição das máquinas, do estoque e prever o trajeto dos veículos. Além disso, pode haver uma repaginação do layout ao longo do tempo, então, dimensionar com a largura crítica de corredor é possibilitar essas alterações de layout sem diminuir a vida útil do pavimento.

$$c = 1,03 \times \sigma_{ADM} \times \sqrt{h \times k} \quad (171)$$

Onde:

c é a carga atuante máxima, [kN/m²];

σ_{ADM} é a tensão admissível $\left(f_{ct,f} / \gamma_c \right)$, [MPa];

h é a espessura do concreto, [cm];

k é o coeficiente de recalque, [MPa/m].

A carga máxima atuante foi estimada em 4 t/m², para a consideração foi levado em conta a empilhadeira que tem área de aproximadamente 5 m² e capacidade de 20 t, assim resulta em carga de distribuída de $q = 4 \frac{t}{m^2} = 40 \text{ kN/m}^2$. Essa carga será comparada com a carga suportada pelo pavimento. O cálculo da carga suportada pelo pavimento é feito através da equação:

$$c = 1,03 \times \frac{3,37}{1,4} \times \sqrt{10 \times 160} \quad (172)$$

$$c = 99 \text{ kN/m}^2 \quad (173)$$

Como $c \gg q$ é possível inferir que as cargas distribuídas estão verificadas.

3.15.3 Esforços devido as cargas de montante

Para o dimensionamento das cargas de montante de prateleiras serão verificados a punção e os momentos fletores.

3.15.3.1 Punção

Conforme informado acima a carga máxima dos pilares é de 0,75 t/pilar e essa carga é distribuída ao pavimento com auxílio de uma chapa de base de 15x15cm. Para verificar a punção deve-se ter uma tensão atuante inferior a 4,2 vezes a tensão resistente à tração do concreto no caso de carga atuante no interior da placa.

De acordo com Rodrigues (2006) para as cargas atuantes na borda e canto das placas a tensão atuante não pode superar 2,1 vezes a tensão resistente à tração do concreto.

$$\sigma_{atuante} \leq 4,2 \times \sigma_{ADM} \quad (174)$$

$$\sigma_{atuante} = \frac{0,75}{0,15 \times 0,15} = 33,33 \frac{t}{m^2} = 0,333 MPa \quad (175)$$

$$4,2 \times \sigma_{ADM} = 4,2 \times \frac{f_{ctm,k}}{1,4} = 4,2 \times \frac{3,21}{1,4} = 9,63 MPa \quad (176)$$

Ao analisar os resultados percebe-se que não há punção no pavimento por essa verificação apontada em Rodrigues (2006).

No anexo E é apontado o procedimento utilizado para estimar a armadura passiva mínima e a verificação da punção de acordo com a NBR 6118: 2014.

3.15.3.2 Momentos fletores

Com a tensão atuante definida aplica-se a equação de Meyerhof para carga atuante em borda livre visto que o estoque está localizado na extremidade da placa de concreto. Assim, tem-se:

$$M = \frac{P}{\left[2 \times \left(1 + \frac{4 \times r'}{l}\right)\right]} \quad (177)$$

Onde:

P é a carga atuante em um pilar do estoque [kN]

r' é o raio da circunferência equivalente[m]

l é o raio de rigidez da placa[m]

$$r' = \sqrt{\frac{0,15 \times 0,15}{\pi}} = 0,085 \text{ m} = 8,5 \text{ cm} \quad (178)$$

$$M = 0,75 / \left[2 \times \left(1 + \frac{4 \times 0,085}{0,367} \right) \right] \quad (179)$$

$$M = 0,19 \text{ kN.m/m} \quad (180)$$

Como o momento fletor de cargas móveis foi superior ao momento encontrado devido a carga de montante e a espessura da placa foi verificada para aquele valor, não será feita nova verificação.

3.15.4 Esforços devido ao gradiente térmico na placa

A placa de concreto apresenta ao longo da espessura uma variação de temperatura. Durante o dia, a temperatura na superfície da placa é maior que na face inferior, enquanto no início da noite a temperatura da face inferior cai mais rapidamente que da face superior, portanto, a placa apresenta constantemente um gradiente térmico.

A equação utilizada para o cálculo do momento gerado pela diferença de temperatura foi desenvolvida por Westergaard e é apresentada em Balbo (2009).

$$M_{\Delta T} = \frac{E_{cs} \times h^2 \times \alpha \times \Delta T}{12 \times (1 - \nu)} \quad (181)$$

$$\Delta T = \Delta T^* \times h \quad (182)$$

Em que:

E_{cs} é o módulo de elasticidade secante do concreto;

h é a espessura da placa;

α é o coeficiente de dilatação térmica do concreto;

ΔT é a variação de temperatura ao longo da espessura da placa de concreto;

ΔT^* é a variação de temperatura ao longo de 1cm da placa de concreto;

ν é o coeficiente de Poisson.

O valor apresentado de 0,5°/cm foi estimado por Santos (2015) e foi utilizado neste trabalho.

$$\Delta T = 0,5 \times 10 = 5 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (183)$$

$$M_{\Delta T} = \frac{29,4 \times 10^9 \times 0,1^2 \times 10^{-5} \times 5}{12 \times (1 - 0,2)} = 1531,25 \frac{\text{Nm}}{\text{m}} = 1,53 \text{ kNm/m} \quad (184)$$

3.16 Fissuração

De acordo com o item 12.4.2 da NBR 6118 (2014) as resistências no estado limite de serviço não precisam de minoração. O momento de serviço foi calculado somando o momento devido a carga móvel (maior momento encontrado com as equações de Meyerhof) com o momento devido ao gradiente térmico.

Para verificação da fissuração foi usado o menor valor encontrado para o momento de fissuração ($M_r = 6,11$). A verificação é feita através do coeficiente de fissuração (γ_{fis}) que relaciona o momento resistente com o momento de serviço. O coeficiente deve apresentar valor maior que 1,0 para que seja verificada a condição de não fissuração.

$$\gamma_{fis} = \frac{M_r}{M_s} = \frac{6,11}{(4,61 + 1,53)} \cong 1,00 \quad (185)$$

Como $\gamma_{fis} \geq 1,00$ foi verificado quanto ao momento de fissuração.

3.17 Segurança contra a fadiga

A fadiga é definida quando um material rompe com uma tensão inferior a tensão de escoamento após ser submetido a múltiplos ciclos. De acordo com Santos (2015) a fadiga que

compromete a estrutura é a do aço, uma vez que mesmo se o concreto fissurar, o aço irá manter a integridade do pavimento e as fissuras fechadas.

A fadiga é causada pelo momento de serviço (soma do momento do veículo + momento devido ao gradiente térmico). A série de equações abaixo são utilizadas para o cálculo da variação de tensão no aço e são necessárias para verificar a segurança contra a fadiga.

$$\Delta\sigma_{cp} = \frac{M_{s,fad}}{W_{cp}} \quad (186)$$

$$\Delta\varepsilon_{cp} = \frac{\Delta\sigma_{cp}}{E_{cs}} \quad (187)$$

$$\Delta\sigma_p = E_p \times \Delta\varepsilon_{cp} \quad (188)$$

$$\Delta\sigma_p \times \gamma_f \leq \Delta f_{pd,fad,min} \quad (189)$$

Em que:

$\Delta\sigma_{cp}$ é a variação de tensão no concreto no nível do aço de protensão;

$M_{s,fad}$ é o momento de serviço para fadiga ($M_{s,fad} = M_s$);

W_{cp} é o módulo de resistência no nível do aço de protensão $\left(I_c/e_p\right)$;

$\Delta\varepsilon_{cp}$ é a variação da deformação no concreto no nível do aço de protensão;

$\Delta\sigma_p$ é a variação de tensão no aço de protensão;

γ_f é o coeficiente de ponderação das ações (vale 1,0 nesse caso, de acordo com o item 23.5.3 da NBR 6118 (2014));

$\Delta f_{pd,fad,min}$ é o valor de resistência a fadiga da armadura (o item 23.5.5 da NBR 6118 (2014) apresenta uma tabela para diversos tipos de armaduras).

A Tabela 15 foi utilizada para a consulta do $\Delta f_{pd,fad,min}$ e se encontrou o valor de 70 MPa.

Tabela 12 - Valor de resistência a fadiga para armaduras ativas

Armadura ativa		
Caso	Valores de $\Delta f_{pd,fad,mín}$, para 2×10^6 ciclos	
	MPa	
Pré-tração, fio ou cordoalha reto	150	T_1
Pós-tração, cabos curvos	110	T_2
Cabos retos	150	T_1
Conectores mecânicos e ancoragens (caso de cordoalha engraxada)	70	T_3

Fonte: ABNT (2014)

Com o valor de resistência para comparação é possível continuar os cálculos:

$$\Delta\sigma_{cp} = \frac{6,14 \times 10^3}{8,33 \times 10^{-5} / 0,0165} = 1,22 \text{ MPa} \quad (190)$$

$$\Delta\varepsilon_{cp} = \frac{1,22 \times 10^6}{29,40 \times 10^9} = 4,15 \times 10^{-5} \text{ m/m} \quad (191)$$

$$\Delta\sigma_p = 202 \times 10^9 \times 4,15 \times 10^{-5} = 8,38 \text{ MPa} \quad (192)$$

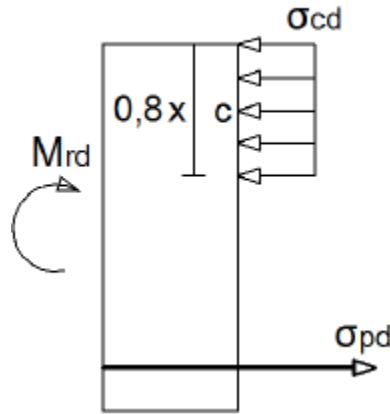
$$8,38 \times 1,0 \leq 70 \quad (193)$$

A variação de tensão no aço é inferior ao valor de resistência mínimo para ruptura pela fadiga, portanto, as cordoalhas e o pavimento estão seguros contra a fadiga.

3.18 Verificação do estado limite último

Para a verificação do estado limite último para protensão não aderente deve seguido o roteiro de cálculo apresentado abaixo, a Figura 31 facilita o entendimento dos cálculos.

Figura 31 - Esforços na seção do pavimento



Fonte: Santos (2015)

$$\rho_p = \frac{A_p}{b \times d_p} \quad (194)$$

$$\Delta\sigma_p = 70 + \frac{f_{ck}}{300 \times \rho_p} \leq 210 \text{ MPa} \quad (195)$$

$$\sigma_{pd} = \frac{P_\infty}{\gamma_p \times A_p} + \frac{\Delta\sigma_p}{\gamma_p} \quad (196)$$

$$\sum F_x = 0 \quad (197)$$

$$\sigma_{cd} \times 0,8x \times b - \sigma_{pd} \times A_p = 0 \quad (198)$$

$$x = \frac{\sigma_{pd} \times A_p}{\sigma_{cd} \times 0,8 \times b} \quad (199)$$

$$\sum M_c = 0 \quad (200)$$

$$M_{rd} = \sigma_{pd} \times A_p \times (d_p - 0,4x) \quad (201)$$

$$M_{rd} \geq 1,4 \times M_p + 1,2 \times \psi_0 \times M_{\Delta T} \quad (202)$$

Onde:

x é a posição da linha neutra;

$\Delta\sigma_p$ é o acréscimo de tensão para armadura de protensão (item 17.2.2 da NBR 6118 (2014));

σ_{cd} é a tensão de compressão no concreto; ($\sigma_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25 \text{ MPa}$);

σ_{pd} é a tensão de tração no aço;

ψ_0 é o fator de redução de combinação para o estado limite último.

De acordo com o item 11.7.1 da NBR 6118:2014 ψ_0 vale 0,6 para o efeito da temperatura e γ_p vale 1,10 para o caso da pós tração (item 17.2.4.3). O valor de P_∞ escolhido para o cálculo foi de 132,94 kN/m, pois dessa forma se encontra o menor valor de momento resistente, portanto, o momento resistente crítico.

Dessa forma, foi calculado:

$$\rho_p = \frac{1,683 \times 10^{-4}}{1 \times 0,065} = 2,59 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}^2 \quad (203)$$

$$\Delta\sigma_p = 70 + \frac{35}{300 \times 2,59 \times 10^{-3}} = 115 \text{ MPa} \leq 210 \text{ MPa} \quad (204)$$

$$\sigma_{pd} = \frac{139,94 \times 10^{-3}}{1,1 \times 1,684 \times 10^{-4}} + \frac{115}{1,1} = 860,00 \quad (205)$$

$$\sum F_x = 0 \quad (206)$$

$$x = \frac{860 \times 1,684 \times 10^{-4}}{25 \times 0,8 \times 1} = 7,24 \times 10^{-3} \text{ m} = 0,72 \text{ cm} \quad (207)$$

$$\sum M_c = 0 \quad (208)$$

$$\begin{aligned} M_{rd} &= 860 \times 1,684 \times 10^{-4} (0,065 - 0,4 \times 7,24 \times 10^{-3}) \\ &= 8,99 \times 10^{-3} \text{ MN/m} = 8,99 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (209)$$

$$8,99 \geq 1,4 \times 4,61 + 1,2 \times 0,6 \times 1,53 \quad (210)$$

$$8,99 \text{ kN/m} \geq 7,55 \text{ kN/m} \quad (211)$$

Uma vez que $M_{rd} \geq 1,4 \times M_p + 1,2 \times \psi_0 \times M_{\Delta T}$ é possível afirmar que o estado limite último está verificado.

3.19 Resultado para o pavimento protendido

O pavimento protendido foi verificado quanto a fissuração, fadiga e estado limite último. Serão necessárias cordoalhas espaçadas a cada 60 cm.

3.20 Dimensionamento para pavimento de concreto armado

O dimensionamento para o pavimento armado é feito para comparação dos custos do pavimento protendido e armado. Para o pavimento armado são alterados f_{ck} do concreto e a espessura do pavimento.

Dados para pavimento armado:

Espessura da placa

$$h = 15 \text{ cm}$$

Cobrimento nominal

$c_{nom} = 2,5 \text{ cm}$ (CAA III, em região seca com proteção das chuvas, é possível considerar CAA II)

Resistência à compressão

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

Resistência média do concreto à tração

$$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck} \left(\frac{2}{3}\right) = 0,30 \times 40 \left(\frac{2}{3}\right) = 3,51 \text{ MPa} \quad (212)$$

Resistência característica inferior do concreto à tração

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ctm} = 2,46 \text{ MPa} \quad (213)$$

Resistência característica do concreto à tração

$$f_{ctk,f} = 1,50 \times f_{ctk,inf} = 1,50 \times 2,46 = 3,69 \text{ MPa} \quad (214)$$

Coeficiente de Poisson

$$v = 0,20$$

Módulo de elasticidade inicial do concreto

$$E_{CI} = \alpha_E \times 5600 \times (f_{ck})^{\left(\frac{1}{2}\right)} = 5600 \times (40)^{\left(\frac{1}{2}\right)} = 35.417,51 \text{ MPa} \quad (215)$$

O coeficiente α_E foi considerado unitário uma vez que se supôs a utilização de agregado graúdo de granito ou gnaiss

As telas soldadas que são usadas para reduzir as fissuras de retração do concreto são de aço CA-60. O módulo de elasticidade é de 210.000 MPa.

De acordo com os resultados obtidos no dimensionamento do pavimento protendido, sabe-se que o momento fletor devido à empilhadeira é o crítico para as ações apresentadas e, portanto, o pavimento armado será calculado apenas para esse momento.

Roteiro de cálculo:

a. Raio de rigidez (l):

$$l = \left[\frac{(E_{CI} \times h^3)}{(12 \times (1 - v^2) \times k)} \right]^{0,25} \quad (216)$$

$E_{CI} \text{ [MPa]}, h \text{ [m]}, k \text{ [MPa/m]}$

$$l = \left[\frac{(35417,51 \times 0,15^3)}{(12 \times (1 - 0,2^2) \times 160)} \right]^{0,25} \quad (217)$$

$$l = 0,505\text{m.} \quad (218)$$

b. Momento fletor

Segundo Meyerhof (1962) para momentos gerados por carga central, tem-se:

$$M = P_R / \left[6 \times \left(1 + \frac{2 \times r'}{l} \right) \right] \quad (219)$$

Em que:

P_R é a carga atuante em uma roda do veículo [kN];

r' é o raio da circunferência equivalente[m];

l é o raio de rigidez da placa[m].

$$M_{empilhadeira} = P_{R,empilhadeira} / \left[6 \times \left(1 + \frac{2 \times r'_{empilhadeira}}{l} \right) \right] \quad (220)$$

$$M_{empilhadeira} = 34 / \left[6 \times \left(1 + \frac{2 \times 0,042}{0,505} \right) \right] \quad (221)$$

$$M_{empilhadeira} = 4,86 \text{ kN.m} \quad (222)$$

Com o conhecimento dos esforços críticos (máximos) pelas equações de Meyerhof (1962), recorreu-se as tabelas apresentadas por Delalibera (2016) que são apresentadas no Anexo D. Para a utilização da tabela foi necessário calcular:

$$k_c = \frac{b_w \times d^2}{M_{sd}} \quad (223)$$

Em que:

b_w é a largura da seção (no caso de laje se trabalha com a faixa de 1m de largura) [cm];

d é a altura útil da seção $(h - c_{nom} - \Phi/2)$ [cm];

M_{sd} é o momento solicitante de cálculo $(\gamma_c \times M_k)$ [kN.cm];

Φ é a bitola da armadura estimada. No caso, estimou-se $\Phi = 0,63 \text{ cm}$;

γ_c é o coeficiente de majoração das ações para o concreto. Para estado limite último e ações variáveis $\gamma_c = 1,4$;

M_k é o momento solicitante característico. No caso, $M_k = M_{empirica}$ [kN.cm];

k_c é o parâmetro utilizado para verificar o domínio da seção de concreto e altura da linha neutra; [cm^2/kN].

Assim, obteve-se:

$$k_c = \frac{100 \times (15 - 2,5 - 0,315)^2}{1,4 \times 486} \quad (224)$$

$$k_c = 21,82 \text{ cm}^2/kN \quad (225)$$

Com $k_c = 21,82 \text{ cm}^2/kN$, para C40, estima-se $\beta_x = 0,026$. Com $\beta_x = 0,026$ e aço CA-60 (optou-se por uso de tela soldada), obtém-se $k_s = 0,019$. Dessa forma, é possível calcular A_s que representa a área de aço para uma faixa de um metro de largura da placa. A equação utilizada é:

$$k_s = \frac{A_s \times d}{M_{sd}} \quad (226)$$

Substituindo os valores, tem-se:

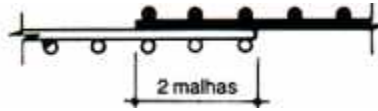
$$\frac{1,4 \times 486 \times 0,019}{(15 - 2,5 - 0,315)} = A_s \quad (227)$$

$$A_s = 1,06 \text{ cm}^2/m \quad (228)$$

Para a área encontrada a tela soldada Gerdau Q138 pode ser utilizada uma vez que a sua área por metro é de $1,38 \text{ cm}^2/m > A_s$. Nessa tela soldada a bitola da barra é de 4,2 mm que é inferior ao diâmetro estimado e, portanto, está a favor da segurança visto que quanto maior a espessura da barra menor a altura útil. Na tela Gerdau Q138 as barras são espaçadas a cada 10 cm e a malha é vendida em 2,5m x 6,0 m.

Em conformidade com Cholfé (1997) a emenda para telas soldadas com barras de diâmetros de até 8 mm é feita com a sobreposição de 2 malhas. A Figura 32 é utilizada para exemplificar a sobreposição adotada, como no caso em questão as barras estão dispostas a cada 10 cm, o transpasse será de 20 cm.

Figura 32 - Sobreposição para emenda de telas soldadas com diâmetro até 8 mm



Fonte: Cholfé (1997)

Dessa forma, são distribuídas 126 telas na placa de concreto, sendo 14 na menor direção (2,5 m) e 9 na maior direção (6 m).

A armadura de retração foi calculada de acordo com a equação apresentada por Rodrigues (2015). A armadura de retração não impede a formação de fissuras, mas mantém a abertura tão fechada que ela passa a ser imperceptível. Rodrigues (2016) ainda apresenta que a taxa de armadura de retração varia de 0,05% a 1% sendo que quanto maior a taxa, menor a probabilidade de ocorrência de fissuras.

$$A_{S\ CA60} = \frac{f \times L \times h}{333} \quad (229)$$

Em que:

f é o coeficiente de atrito da placa com a sub-base;

L é o comprimento da placa de concreto [m];

h é a espessura da placa [cm];

$A_{S\ CA60}$ é a armadura de retração [cm²/m].

$$A_{S\ CA60} = \frac{0,6 \times 50 \times 15}{333} = 1,35 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (230)$$

A tela soldada Gerdau Q138 tem área de 1,38 cm²/m, os fios são de 4,2 mm e o espaçamento é de 10 cm. A emenda é feita com o transpasse de apenas uma malha e, dessa forma, são gastas 117 telas de 2,5 m x 6,0 m.

A placa de concreto armado pode apresentar o comprimento máximo de 30 m, entretanto, para evitar a fissuração optou-se por trabalhar com módulos de 15 m x 16,6 m, de tal forma a dividir o pavimento da indústria em 6 placas. Dessa forma, além das telas soldadas é necessário utilizar as barras de transferências e o tratamento das juntas, o que torna o processo ainda mais caro. Segundo IBTS (2015), para carga de 3,4 tf/roda são indicadas barras de transferência de 20 mm (comprimento de 50 cm e espaçadas a cada 30 cm).

3.21 Orçamento

O estudo contemplou duas possibilidades de solução para o pavimento industrial. Um orçamento foi feito para cada situação com o objetivo de comparar os preços das soluções. Como o sub-leito e a sub-base adotados para ambas situações são iguais, apenas a placa de concreto será orçada.

Os preços unitários foram obtidos no site da Secretaria de Infraestrutura do estado do Ceará que foi atualizada no mês de março de 2016. A Tabela 16 apresenta os preços unitários e totais para o pavimento pretendido.

Tabela 13 - Custo total concreto pretendido

Concreto pretendido			
Descrição	Unidade	Preço Unitário	Preço total
Cordoalha CP190 (pretendida)	kg	14,85	R\$ 49,406.00
Tela soldada Q92	kg	10,78	R\$ 29,556,17
Tela soldada Q113	kg	11,02	R\$ 34.115,94
Concreto fck-35MPa	m ³	387,70	R\$ 58.155,00
			R\$ 171.233,11

Fonte: autor (2017)

Para o pavimento armado também foram usadas as informações fornecidas pela Secretaria de Infraestrutura do estado do Ceará, os preços da tela soldada foram acrescidos de 10% para estimar perdas, barras de transferências e custo para tratamento das juntas. A tabela 17 resume os preços unitários para o concreto armado.

Tabela 14 - Custo total concreto armado

Concreto armado			
Descrição	Unidade	Preço Unitário	Preço total
Tela soldada Q138	kg	11,32	R\$ 88.959,58
Concreto fck-40MPa	m³	415,00	R\$ 93,375.00
			R\$ 182.334,58

Fonte: autor (2017)

4 Conclusão

O conhecimento das técnicas construtivas de pisos industriais e o roteiro de dimensionamento se mostram importantes diante do crescimento do campo de pavimentos industriais no Brasil nos últimos anos, acompanhado do aumento da formalidade técnica, da introdução de técnicas mais desenvolvidas e da realização de recordes com relação a área concretada sem juntas, área concretada de uma única vez e de níveis de planicidade e nivelamento.

Com este trabalho foi possível vislumbrar que o conhecimento da utilização do pavimento pelo cliente e as condições do local da obra são fundamentais para a escolha do projeto. Para o pavimento apresentar um bom resultado final, as seguintes etapas precisam ser realizadas: estudo/verificação da demanda do cliente e da localização da obra, execução do projeto e acompanhamento da execução.

Uma vez que para execução do projeto é necessário recorrer a fórmulas da literatura como Westergaard (1927), Pickett e Ray (1950), Packard (1976), Meyerhof (1962) ou trabalhar com análises computacionais observou-se nesse sentido a necessidade de uma norma que especifique as equações e parametrize os dados para utilização da modelação computacional.

Foi observado que a execução das juntas, acabamento e tratamento superficial carecem de cuidado especial durante a execução, uma vez que dois terços das patologias nos pavimentos de concreto ocorrem na região das juntas. O acabamento superficial, por sua vez, é responsável por garantir o nível de planicidade e nivelamento e, por fim, o tratamento superficial é capaz de aumentar a resistência à abrasão do pavimento e aumentar a vida útil do piso.

O comparativo entre o pavimento de concreto protendido e as placas armadas com telas soldadas indicou a competitividade de concreto protendido que apresentou menor custo e apresenta o benefício de não apresentar juntas, revelando o potencial da protensão no âmbito da pavimentação industrial. Ressalta, porém, que os casos devem ser analisados e que não obrigatoriamente o concreto protendido se apresentará como solução mais viável e indicada.

Referências bibliográficas

ALBINO, J.F. **Área e pressão de contato dos pneus com a superfície de um pavimento.** 1998. Dissertação. (Mestrado em Engenharia de Produção) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

ALMEIDA FILHO, Fernando M.. **Estruturas de Pisos de Edifícios com a Utilização de Cordoalhas Engraxadas.** São Carlos, USP, 2002. Dissertação em Mestrado em Engenharia de Estruturas.

AlphaPiso. **Pisos em concreto protendido.** Disponível em:
<<http://alphapiso.com.br/protendido>>. Acesso em 07 de outubro de 2017.

Arteris – Especificação Particular 009. **Brita graduada tratada com cimento – BGTC.** 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez.** Rio de Janeiro, 5p. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 17p. 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade.** Rio de Janeiro, 3p. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182: Solo – Ensaio de compactação.** Rio de Janeiro, 9p. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7185: Solo – Determinação da massa específica aparente, in situ, com emprego do frasco de areia.** Rio de Janeiro, 8p. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9895: Solo – Índice de Suporte Califórnia (ISC) – Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 18p. 2016.

BADUE, C.S. **Metodologias de dimensionamento de pisos industriais de concreto.** Trabalho de conclusão do curso: Engenharia Civil – Universidade Estadual de Goiás. 73p. Anapólis, 2015.

BALBO, J.T. **Pavimentos de concreto**. Ed. Oficina de Textos. São Paulo, 2009.

BALIEIRO, L.D.O. **Soluções para pisos industriais em concreto armado**. Monografia apresentada ao Curso de Especialização em Construção Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2015. 72p.

BERNARDO, D. **LPE Engenharia – Medição de planicidade e nivelamento: o “dedo duro” da qualidade do piso**. Disponível em: <<http://lpe.tempsite.ws/blog/index.php/medicao-de-planicidade-e-de-nivelamento-o-dedo-duro-da-qualidade-do-piso/>>. Acesso em 17 de novembro de 2017.

CEZNE, A.B., OLIVEIRA, H.A, GOMES, Y.Y.S.B. **Estudo de dosagem de areia e cimento para estabilização de um solo tropical**. Trabalho de conclusão de curso: Engenharia Civil – Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 2016.

CHODOUNSKY, M.A. **Especificação e Medição de F-Numbers**. Boletim Técnico ANAPRE – 4ª ed. São Paulo, 2007. Disponível em: <http://www.anapre.org.br/boletim_tecnico/edicao4.asp>.

CHOLFE, L. Telas soldadas – Emendas. Instituto Brasileiro de Telas Soldadas – IBTS. São Paulo, 1997.

CNC Hydraulic Press Brake – type PDS-320/4100M. Operation manual.

Crete Colors India. **Superflat floor classification**. Disponível em: <<http://cretecolors.co.in/superflat/class.asp>>. Acesso em 10 de novembro de 2017.

CRISTELLI, R. **Pavimentos industriais de concreto – análise do sistema construtivo**. Monografia apresentada ao Curso de Especialização em Construção Civil da Escola de Engenharia UFMG. 161p.

CT Guedes. **Pisos industriais**. Disponível em: <<http://www.guedespisosindustriais.com.br/execucao-piso-concreto-armado>>. Acesso em 01/10/2017.

CUNHA, P.F. **Dimensionamento e análise numérica de pisos industriais de concreto**. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ. 2013, 343p.

DELALIBERA, R.G. **Notas de aula – Estruturas de concreto armado I**. Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia – MG. 2016.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME 052 Solos e agregados miúdos – determinação da umidade com emprego do “Speedy”**. Rio de Janeiro, 4p. 1994.

EMBU S.A.. **Brita graduada simples**. Disponível em: <<http://www.embusa.com.br/produto/brita-graduada-simples-britagem.>>, acesso em 26/09/2017.

FARIA, B.M. **Desmitificando pisos protendidos – projeto e execução**. Apresentação II Workshop – Protensão como solução. IEP – Instituto de Engenharia do Paraná. 2016.

Figueiredo, A.D. **Concreto com Fibras de Aço**. São Paulo, 2000.

LPE Engenharia. **Base ou sub-base do piso industrial**. Disponível em: <<http://lpe.tempsite.ws/blog/index.php/base-ou-sub-base-do-piso-industrial/>>. Acesso em 04 de outubro de 2017.

Liftcom. **Tipos de pneus de empilhadeiras**. Disponível em: <<http://www.liftcom.com.br/notcias/ixpb1sm11/Tipos-de-pneus-de-empilhadeiras>>. Acesso em 06 de outubro de 2017.

Manual de pavimentos rígidos. DNER, 2004. Rio de Janeiro, 233p.

NAKAMURA, J. **A execução de estruturas de concreto protendido com cordoalhas engraxadas exige cuidados do recebimento do material no canteiro até a inspeção pós carga**. Revista Técnica, ed. 185. São Paulo – SP. 2012.

OLIVEIRA, J.H. **O solo do sub-leito e sua importância para pavimentos industriais**. Artigo técnico publicado pela ANAPRE. 2009. 2 p. Disponível em: <http://www.anapre.org.br/artigo_2.pdf>. Acesso em 12 de setembro de 2017.

OLIVEIRA, P.L. (2000). **Projeto estrutural de pavimentos rodoviários de pisos industriais de concreto**. São Carlos, 216p. Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

OLIVEIRA, P.S.F, TULA, L. **Tratamento superficial de pisos de concreto com endurecedores químicos**. Revista Técnica - ed. 65, Editora PINI. São Paulo, 2002.

Planos Pisos Industriais . **Rodo de corte**. Disponível em:

<<https://www.youtube.com/watch?v=I-tOjtPNU20>>. Acesso em 30 de setembro de 2017.

PERUZZI, A.P. **Comportamento das fibras de vidro convencionais em matriz de cimento Portland modificada com látex e adição de sílica ativa**. 2002. Dissertação. (Mestrado em Arquitetura) - Universidade Federal de São Carlos. São Carlos.

PITTA, M.R. **Dimensionamento dos pavimentos rodoviários de concreto**. Estudo técnico. São Paulo – SP. 1998, 48 p.

PINI . **Concreto compactado com rolo**. Disponível em:<<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/152/melhores-praticas-aplicacao-de-concreto-compactado-com-rolo-285783-1.aspx>>, acesso em 26/09/2017.

Petrotec Equipamentos para construção. **Alisadora de concreto**. Disponível em: <<http://www.petrotec.com.br/equipamentos/alisadora-de-concreto-e-piso/pt-46/>>. Acesso em 30 de setembro de 2017.

Petrotec Equipamentos para construção. **Alisadora de concreto dupla**. Disponível em: <<http://www.petrotec.com.br/equipamentos/alisadora-de-concreto-e-piso/dupla-ptd-46/>>. Acesso em 30 de setembro de 2017.

Instituto Brasileiros de Telas Soldas (IBTS). **Pisos em concreto armado**. Instituto Brasileiro de Telas Soldas (IBTS). Disponível em: <<http://www.ibts.org.br/pdfs/pisos.pdf>>. Acesso em 02 de novembro de 2017.

REAL, Mauro de V.. **Perdas de Protensão**. Notas de aula. Furg, Rio Grande, 2012.

Rodafer . **Pneus industriais**. Disponível em: <<http://www.rodafer.com.br/pneus-industriais-rodafer/pneu-superelastico-empilhadeira.html>>. Acesso em 06 de outubro de 2017.

RODRIGUES, P.P.F; BOTACINI, S.M.; GASPARETTO, W.E. **Manual Gerdau de Pisos Industriais**. São Paulo – SP. 2006, 116p.

RODRIGUES, P.P.F.; PITTA, M.R. **Pavimento de Concreto**. Revista Ibracon n.19. São Paulo – SP, 1997.

Rhino Pisos. **Solo cimento**. Disponível em <<http://www.rhinopisos.com.br/site/pisograma/>>. Acesso em 25 de setembro de 2017.

SCHMID, Manfred T.. **Pavimentos Rígidos em Concreto Protendido**. 2.ed. Curitiba, Rudloff, 2005.

SANTOS, M.B. **Utilização de concreto protendido em pavimentos portuários**. Dissertação (mestrado em Engenharia Oceânica). Rio Grande – RS. 2015, 163p.

SENEFONTE, K.B. **Diretrizes de projeto, execução e controle de pisos industriais de concreto protendido**. Monografia apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2007. 80p.

Somero Enterprises. **S-940 Laser Screed**. Disponível em: <<https://www.somero.com/products/ride-on-screeds/s-940/>>. Acesso em 30 de setembro de 2017.

THOMAZ, E.C.S. **CRF - Concreto Reforçado com Fibras - Mito e Realidade**. Notas de aula – Instituto Militar de Engenharia. Rio de Janeiro, 13 pág,

Anexos

Anexo A – Tabelas de Pitta (1998) para diversas sub-bases

Anexo A1 - Aumento de k devido à presença de sub-base granular

Valor de suporte do subleito		Coeficiente de recalque no topo do sistema (MPa/m), para espessuras de sub-base iguais a		
CBR (%)	K (MPa/m)	10 cm	15 cm	20 cm
2	16	19	32	27
3	24	27	31	37
4	30	34	38	44
5	34	38	42	49
6	38	42	46	53
7	41	45	50	56
8	44	48	53	60
9	47	52	56	63
10	49	54	58	65
11	51	56	60	67
12	53	58	62	69
13	54	59	63	70
14	56	61	65	72
15	57	62	66	73
16	59	64	68	75
17	60	65	69	76
18	61	66	70	77
19	62	67	71	78
20	63	68	72	79

Fonte: Pitta (1998)

Anexo A2 - Aumento de k devido à presença de solo-cimento

Valor de suporte do subleito		Coeficiente de recalque no topo do sistema (MPa/m), para espessuras de sub-base iguais a		
CBR (%)	K (MPa/m)	10 cm	15 cm	20 cm
2	16	50	66	89
3	24	69	91	122
4	30	81	108	145
5	34	90	119	160
6	38	98	130	174
7	41	103	138	185
8	44	109	146	195
9	47	115	153	205
10	49	119	158	212
11	51	122	163	218
12	53	126	168	225
13	54	128	171	229
14	56	131	176	235
15	57	133	178	239
16	59	137	183	245
17	60	139	185	248
18	61	140	188	251
19	62	142	190	255
20	63	144	192	258

Fonte: Pitta (1998)

Anexo A3 - Aumento de k devido à de solo melhorado com cimento

Valor de suporte do subleito		Coeficiente de recalque no topo do sistema (MPa/m), para espessuras de sub-base iguais a		
CBR (%)	K (MPa/m)	10 cm	15 cm	20 cm
2	16	36	54	69
3	24	50	72	91
4	30	60	84	107
5	34	66	92	117
6	38	73	99	126
7	41	77	105	133
8	44	82	110	140
9	47	86	115	146
10	49	89	119	151
11	51	92	122	155
12	53	95	125	159
13	54	96	127	162
14	56	99	130	166
15	57	101	132	168
16	59	103	135	172
17	60	105	137	174
18	61	106	139	176
19	62	108	140	178
20	63	109	141	180

Fonte: Pitta (1998)

Apêndice B – Momento de fissuração (Protensão aderente)

Apêndice B1 - Cálculo do momento de fissuração para o meio da placa sem considerar a perda por atrito com a sub-base

Cálculo Momento de Fissuração					
		Unidade			Unidade
α_p	6.87	-	ρ_p	1.683E-03	-
δ	0.665	-	P_∞	191.75	kN/m
$f_{ct,f}$	3.37E+06	Pa	$\sigma_{p\infty}$	1.13933E+09	Pa
ξ_r	6.83E-01	-	$\sigma_{c,p0g}$	3.26E+06	Pa
x_r	6.83E-02	m	χ_r	3.621E-03	-
k_I	1.3632	-	E_I	40.08	Gpa
M_r	12.09	kN/m			

Fonte: autor (2017)

Apêndice B2 - Cálculo do momento de fissuração para o meio da placa com consideração da perda por atrito com a sub-base

Cálculo Momento de Fissuração					
		Unidade			Unidade
α_p	6.87	-	ρ_p	1.683E-03	-
δ	0.665	-	P_∞	154.25	kN/m
$f_{ct,f}$	3.37E+06	Pa	$\sigma_{p\infty}$	9.16518E+08	Pa
ξ_r	6.60E-01	-	$\sigma_{c,p0g}$	3.26E+06	Pa
x_r	6.60E-02	m	χ_r	3.368E-03	-
k_I	1.3161	-	E_I	38.69	Gpa
M_r	10.86	kN/m			

Fonte: autor (2017)

Apêndice B3 - Cálculo do momento de fissuração para o ponto de repouso sem considerar a perda por atrito com a sub-base

Cálculo Momento de Fissuração					
		Unidade			Unidade
α_p	6.87	-	ρ_p	1.683E-03	-
δ	0.665	-	P_∞	193.39	kN/m
$f_{ct,f}$	3.37E+06	Pa	$\sigma_{p\infty}$	1.14908E+09	Pa
ξ_r	6.84E-01	-	$\sigma_{c,p0g}$	3.28E+06	Pa
x_r	6.84E-02	m	χ_r	3.632E-03	-
k_I	1.3652	-	E_I	40.14	Gpa
M_r	12.15	kN/m			

Fonte: autor (2017)

Apêndice B4 - Cálculo do momento de fissuração para o ponto de repouso com consideração da perda por atrito com a sub-base

Cálculo Momento de Fissuração					
		Unidade			Unidade
α_p	6.87	-	ρ_p	1.683E-03	-
δ	0.665	-	P_∞	132.94	kN/m
$f_{ct,f}$	3.37E+06	Pa	$\sigma_{p\infty}$	7.89899E+08	Pa
ξ_r	6.44E-01	-	$\sigma_{c,p0g}$	3.28E+06	Pa
x_r	6.44E-02	m	χ_r	3.224E-03	-
k_I	1.2861	-	E_I	37.81	Gpa
M_r	10.16	kN/m			

Fonte: autor (2017)

Apêndice C – Momento de Fissuração (Protensão não aderente)

Apêndice C1 - Cálculo do momento de fissuração para o meio da placa sem considerar a perda por atrito com a sub-base

Momento de Fissuração - Protensão não aderente					
		Unidade			Unidade
$f_{ct,f}$	3.37E+06	Pa	A_c	0.1	m ²
P_{∞}	191.75	Kn	e_p	0.0165	m
W_1	0.000833	m ³	M_r	7.568363	kN.m

Fonte: autor (2017)

Apêndice C2 - Cálculo do momento de fissuração para o meio da placa com consideração da perda por atrito com a sub-base

Momento de Fissuração - Protensão não aderente					
		Unidade			Unidade
$f_{ct,f}$	3.37E+06	Pa	A_c	0.1	m ²
P_{∞}	154.25	Kn	e_p	0.0165	m
W_1	0.000833	m ³	M_r	6.637238	kN.m

Fonte: autor (2017)

Apêndice C3 - Cálculo do momento de fissuração para o ponto de repouso sem considerar a perda por atrito com a sub-base

Momento de Fissuração - Protensão não aderente					
		Unidade			Unidade
$f_{ct,f}$	3.37E+06	Pa	A_c	0.1	m ²
P_{∞}	193.39	Kn	e_p	0.0165	m
W_1	0.000833	m ³	M_r	7.609084	kN.m

Fonte: autor (2017)

Apêndice C4 - Cálculo do momento de fissuração para o ponto de repouso com consideração da perda por atrito com a sub-base

Momento de Fissuração - Protensão não aderente					
		Unidade			Unidade
$f_{ct,f}$	3.37E+06	Pa	A_c	0.1	m ²
P_{∞}	132.94	Kn	e_p	0.0165	m
W_1	0.000833	m ³	M_r	6.10811	kN.m

Fonte: autor (2017)

Anexo D – Tabela de k_c e k_s

TABELA 1
Dimensionamento de seções retangulares submetidas a ação de momento fletor – Armadura simples

$\rho_x = x/d$	$k_c = \frac{b_w \cdot d^2}{M_{sd}} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{kN}} \right)$							$k_s = \frac{A_s \cdot d}{M_{sd}} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{kN}} \right)$			Domínios de deformações
	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	CA-25	CA-50	CA-60	
0,02	51,89	41,51	34,59	29,65	25,94	23,06	20,75	0,046	0,023	0,019	02
0,04	26,15	20,92	17,44	14,95	13,08	11,62	10,46	0,047	0,023	0,019	
0,06	17,58	14,06	11,72	10,05	8,79	7,81	7,03	0,047	0,024	0,020	
0,08	13,29	10,63	8,86	7,60	6,65	5,91	5,32	0,048	0,024	0,020	
0,10	10,72	8,58	7,15	6,13	5,36	4,77	4,29	0,048	0,024	0,020	
0,12	9,01	7,21	6,01	5,15	4,51	4,00	3,60	0,048	0,024	0,020	
0,14	7,79	6,23	5,19	4,45	3,89	3,46	3,12	0,049	0,024	0,020	
0,16	6,87	5,50	4,58	3,93	3,44	3,05	2,75	0,049	0,025	0,020	
0,18	6,16	4,93	4,11	3,52	3,08	2,74	2,47	0,050	0,025	0,021	
0,20	5,59	4,48	3,73	3,20	2,80	2,49	2,24	0,050	0,025	0,021	
0,22	5,13	4,10	3,42	2,93	2,57	2,28	2,05	0,050	0,025	0,021	
0,24	4,74	3,80	3,16	2,71	2,37	2,11	1,90	0,051	0,025	0,021	
0,259	4,43	3,55	2,96	2,53	2,22	1,97	1,77	0,051	0,026	0,021	03
0,26	4,42	3,54	2,95	2,53	2,21	1,96	1,77	0,051	0,026	0,021	
0,28	4,14	3,31	2,76	2,37	2,07	1,84	1,66	0,052	0,026	0,022	
0,3	3,90	3,12	2,60	2,23	1,95	1,73	1,56	0,052	0,026	0,022	
0,32	3,69	2,95	2,46	2,11	1,84	1,64	1,48	0,053	0,026	0,022	
0,34	3,50	2,80	2,34	2,00	1,75	1,56	1,40	0,053	0,027	0,022	
0,36	3,34	2,67	2,23	1,91	1,67	1,48	1,34	0,054	0,027	0,022	
0,38	3,19	2,56	2,13	1,83	1,60	1,42	1,28	0,054	0,027	0,023	
0,4	3,06	2,45	2,04	1,75	1,53	1,36	1,23	0,055	0,027	0,023	
0,42	2,95	2,36	1,96	1,68	1,47	1,31	1,18	0,055	0,028	0,023	
0,44	2,84	2,27	1,89	1,62	1,42	1,26	1,14	0,056	0,028	0,023	
0,45	2,79	2,23	1,86	1,59	1,39	1,24	1,12	0,056	0,028	0,023	04
0,46	2,74	2,19	1,83	1,57	1,37	1,22	1,10	0,056	0,028	0,023	
0,48	2,65	2,12	1,77	1,52	1,33	1,18	1,06	0,057	0,028	0,024	
0,5	2,57	2,06	1,72	1,47	1,29	1,14	1,03	0,058	0,029	0,024	
0,52	2,50	2,00	1,67	1,43	1,25	1,11	1,00	0,058	0,029	0,024	
0,54	2,43	1,95	1,62	1,39	1,22	1,08	0,97	0,059	0,029	0,024	
0,56	2,37	1,90	1,58	1,35	1,18	1,05	0,95	0,059	0,030	0,025	
0,585	2,30	1,84	1,53	1,31	1,15	1,02	0,92	0,060	0,030	0,025	
0,6	2,26	1,81	1,50	1,29	1,13	1,00	0,90	0,061	0,030		
0,628	2,19	1,75	1,46	1,25	1,09	0,97	0,88	0,061	0,031		
0,64	2,16	1,73	1,44	1,24	1,08	0,96	0,86	0,062			
0,66	2,12	1,70	1,41	1,21	1,06	0,94	0,85	0,063			
0,68	2,08	1,66	1,39	1,19	1,04	0,92	0,83	0,063			
0,7	2,04	1,63	1,36	1,17	1,02	0,91	0,82	0,064			
0,72	2,01	1,61	1,34	1,15	1,00	0,89	0,80	0,065			
0,74	1,98	1,58	1,32	1,13	0,99	0,88	0,79	0,065			
0,76	1,95	1,56	1,30	1,11	0,97	0,86	0,78	0,066			
0,772	1,93	1,54	1,29	1,10	0,96	0,86	0,77	0,067			

Elaborada por Rodrigo Gustavo Delalibera, Engenheiro Civil.

Observações:

1. As resistências do concreto seguem as recomendações da NBR 6118:2014 e NBR 8953:1992.
2. As categorias das barras de aço seguem as indicadas na NBR 7480:1998.
3. Foi adotado diagrama retangular de tensões (simplificado), com altura da região comprimida igual $y=0,8 \cdot x$. Os coeficientes de ponderação para os materiais foram: Para o concreto, $\gamma_c = 1,4$ e para as barras de aço $\gamma_s = 1,15$. Se no dimensionamento da seção transversal retangular for adotados coeficiente $\gamma_c \neq 1,4$, basta multiplicar o numerador da expressão de k_c por: $1,4/\gamma_c = 1,4$.
4. O valor do momento fletor solitante de cálculo vale $M_{sd} = \gamma_r M_{ed}$.
5. Para garantir as condições de ductilidade descritas na NBR 6118:2014, item 14.6.4.3, a relação: $\rho_x = x/d \leq 0,45$, deverá ser atendida.

Anexo E – Cálculo armadura mínima passiva e verificação punção NBR 6118:2014

Cálculo da armadura mínima

O cálculo da armadura mínima para laje protendida foi realizado de acordo com o item 19.3.3.2 da NBR 6118:2014. A taxa de armadura negativa mínima *foi calculada por:*

$$\rho_{s'} \geq \rho_{\min} - 0,5\rho_p \geq 0,67\rho_{\min}$$

A taxa de armadura positiva mínima foi calculada por:

$$\rho_s \geq \rho_{\min} - 0,5\rho_p \geq 0,5\rho_{\min}$$

Para f_{ck} 35 MPa, tem-se $\rho_{\min} = 0,164\%$. A taxa de armadura de protensão foi calculada através de $\rho_p = \frac{A_p}{A_c} = 1,683 \times 10^{-4} / 0,1 = 0,168\%$.

Assim:

$$\rho_{s'} \geq 0,164 - 0,5 \times 0,168 \geq 0,67 \times 0,164$$

$$\rho_{s'} \geq 0,11\%$$

$$\rho_s \geq 0,164 - 0,5 \times 0,168 \geq 0,5 \times 0,164$$

$$\rho_s \geq 0,082\%$$

Com as taxas mínimas é possível calcular as áreas mínimas das armaduras positivas e negativas.

$$A_{s'} = 0,11\% \times 0,1 = 1,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \geq 0,082\% \times 0,1 = 0,82 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dessa forma, para armadura negativa será usada a tela soldada Gerdau Q113 e para a armadura positiva tela soldada Gerdau Q92.

Verificação da punção de acordo com NBR 6118:2014

Foi feita a verificação da punção de acordo com a NBR 6118/2014: Projeto de Estruturas de Concreto para complementar o estudo.

Para verificação pela norma enquadrou-se o pilar do estoque como um pilar interno com carregamento simétrico, assim:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \times d}$$

Onde:

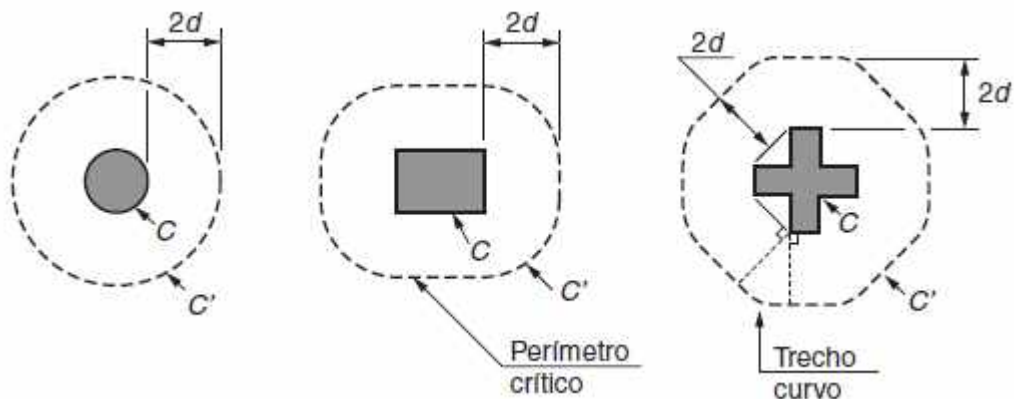
F_{sd} é a reação de apoio;

u é o perímetro crítico;

d é a altura útil da laje;

A Figura 33 é usada para apresentar o perímetro crítico reduzido, as dimensões C_1 e C_2 e ilustrar a posição do pilar na laje.

Figura 33 - Perímetro crítico em pilares internos



Fonte: ABNT (2014)

O pilar utilizado para o cálculo da punção apresenta chapa de base 15x15cm e dessa forma a equação fica:

$$\tau_{sd} = \frac{7,5 \times 1,4}{0,977 \times 0,068} = 158,05 \text{ kN/m}^2 \text{ (perímetro C')}$$

Para o perímetro C, temos:

$$\tau_{sd} = \frac{7,5 \times 1,4}{0,6 \times 0,068} = 257,35 \text{ kN/m}^2 \text{ (perímetro C)}$$

Com as tensões solicitantes calculadas verifica-se a tensão resistente é superior que as solicitantes. As equações para cálculo das tensões resistentes são apresentadas nos itens 19.5.3.1 (superfície crítica C) e 19.5.3.2 (superfície crítica C').

A verificação da superfície crítica C é feita por:

$$\tau_{sd} = 257,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq \tau_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd} = 0,27 \times 0,86 \times 25000 = 5805 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Onde:

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,86$$

$$f_{cd} = \frac{35}{1,4} = 25 \text{ MPa}$$

Já a verificação para superfície crítica C' é feita por:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) (100 \times \rho \times f_{ck})^{1/3} + 0,1 \sigma_{cp}$$

Assim,

$$\tau_{Rd1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{0,068}}\right) (100 \times 8,2 \times 10^{-4} \times 35)^{1/3} + 0,1 \times 3,26$$

$$\tau_{Rd1} = 3679,08 \text{ kN/m}^2$$

Dessa forma,

$$\tau_{Sd} = 158,05 \text{ kN/m}^2 \leq \tau_{Rd1} = 3679,08 \text{ kN/m}^2$$

Assim verifica-se a segurança do pavimento pretendido quanto a punção de acordo com a NBR 6118:2014.